

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO
DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL PARA EL MUNICIPIO DE
CELAYA, GUANAJUATO.**

INDICE

TÍTULO I.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA LOS PERITOS DE OBRA (PO), LOS RESPONSABLES SOLIDARIOS (RS) Y LA COMISIÓN DE PERITOS.

**CAPITULO 1.
FUNDAMENTO LEGAL Y OBJETIVO.**

**CAPITULO 2.
DISPOSICIONES GENERALES.**

**CAPITULO 3.
DE LOS INTEGRANTES.**

**CAPITULO 4.
DE LAS OBLIGACIONES DE LOS PO Y RS.**

**CAPITULO 5.
DE LAS VISITAS DE OBRA DE LOS PO Y RS.**

**CAPITULO 6.
DE LA OTORGACION DE RESPONSIVAS DE LOS PO Y RS.**

**CAPITULO 7.
DE LA SUSPENSIÓN DE ACTIVIDADES DE LOS MIEMBROS DE LA COMISIÓN, DE LOS PO Y RS.**

**CAPÍTULO 8.
DE LAS SESIONES DE LA COMISION.**

**CAPÍTULO 9.
DE LOS REPRESENTANTES COLEGIADOS ANTE LA COMISION.**

TÍTULO II.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO. PARA EL PROYECTO ARQUITECTONICO.

**CAPÍTULO 1.
GENERALIDADES.**

- 1.1 FUNDAMENTO LEGAL
- 1.2 PERFIL DE LAS FACHADAS A LA VÍA PÚBLICA
 - 1.2.1 ELEMENTOS QUE SOBRESALEN AL PARAMENTO
- 1.3 ESTACIONAMIENTOS

**CAPÍTULO 2.
HABITABILIDAD, ACCESIBILIDAD Y FUNCIONAMIENTO.**

- 2.1 DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS LOCALES EN LAS EDIFICACIONES
- 2.2 ACCESIBILIDAD EN LAS EDIFICACIONES
- 2.3 ACCESIBILIDAD A ESPACIOS DE USO COMÚN

**CAPÍTULO 3.
HIGIENE, SERVICIOS Y ACONDICIONAMIENTO AMBIENTAL.**

- 3.1 PROVISIÓN MÍNIMA DE AGUA POTABLE
- 3.2 SERVICIOS SANITARIOS
- 3.3 DEPÓSITO Y MANEJO DE RESIDUOS
- 3.4 ILUMINACIÓN Y VENTILACIÓN
- 3.5 EFICIENCIA ENERGÉTICA EN EDIFICACIONES
- 3.6 LOCALES PARA SERVICIO MÉDICO

**CAPÍTULO 4.
COMUNICACIÓN, EVACUACIÓN Y PREVENCIÓN DE EMERGENCIAS.**

- 4.1 ELEMENTOS DE COMUNICACIÓN Y CIRCULACIONES
- 4.2 RUTAS DE EVACUACIÓN Y SALIDAS DE EMERGENCIA
- 4.3 VISIBILIDAD
- 4.4 CONTROL DE RUIDO Y AUDICIÓN
- 4.5 PREVISIONES CONTRA INCENDIO
- 4.6 DISPOSITIVOS DE SEGURIDAD Y PROTECCIÓN

**CAPÍTULO 5.
INTEGRACIÓN AL CONTEXTO E IMAGEN URBANA.**

**CAPÍTULO 6.
INSTALACIONES.**

- 6.1 INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y SANITARIAS
- 6.2 INSTALACIONES ELÉCTRICAS
- 6.3 INSTALACIONES DE COMBUSTIBLES
- 6.4 INSTALACIONES TELEFÓNICAS, DE VOZ Y DATOS
- 6.5 INSTALACIONES DE ACONDICIONAMIENTO DE AIRE Y DE EXPULSIÓN DE AIRE

TÍTULO III.

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE
ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO. PARA EL
DISEÑO Y EJECUCIÓN DE OBRAS E INSTALACIONES HIDRÁULICAS.**

**CAPÍTULO 1.
GENERALIDADES.**

- 1.1 INTRODUCCIÓN
- 1.2 OBJETIVO

- 1.3 CAMPO DE APLICACIÓN
- 1.4 TERMINOLOGÍA
- 1.5 SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS
- 1.6 UNIDADES

CAPÍTULO 2.

NORMAS DE DISEÑO PARA EL BUEN FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.

2.1 DATOS DE PROYECTO

2.1.1 CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO Y DE REGULACIÓN DE LOS VASOS Y TANQUES

2.1.2 GASTOS DE DISEÑO DE CONDUCTOS CERRADOS, CANALES Y ESTRUCTURAS

2.1.2.1 SISTEMAS DE AGUA POTABLE

- A) PERÍODO DE DISEÑO
- B) POBLACIÓN DE DISEÑO
- C) DOTACIÓN DE AGUA POTABLE
- D) GASTOS DE DISEÑO

2.1.2.2 SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO

- A) PERÍODO DE DISEÑO
- B) POBLACIÓN DE DISEÑO
- C) APORTACIÓN DE AGUAS NEGRAS
- D) GASTOS DE DISEÑO

2.1.2.3 SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

- A) GASTO DE DISEÑO
- B) COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO
- C) INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN
- D) TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

2.1.2.4 GASTOS DE DISEÑO PARA REVISIÓN Y CORRECCIÓN DE CAUCES NATURALES

2.1.2.5 GASTOS DE DISEÑO EN CONDUCCIONES PARA AGUA DE RIEGO

- A) PLAN DE CULTIVOS
- B) GASTOS DE DISEÑO

2.2 DISEÑO GEOMÉTRICO E HIDRÁULICO

2.2.1 PRESAS Y SUS ESTRUCTURAS

2.2.1.1 ALCANCE

2.2.1.2 CORTINA O PRESA PROPIAMENTE DICHA

- A) TRAZO EN PLANTA
- B) CORONA
- C) CAPACIDAD Y FUNCIONAMIENTO DE VASO
- D) BORDO LIBRE

2.2.1.3 OBRA DE DESVÍO

- A) CANAL O TAJO DE DESVÍO
- B) CONDUCTO DE DESVÍO
- C) CIERRE

2.2.1.4. OBRA DE TOMA

- A) ESTRUCTURA DE ENTRADA
- B) TRANSICIONES DE ENTRADA Y SALIDA
- C) CONDUCTO
- D) CODO VERTICAL
- E) TANQUE AMORTIGUADOR
- F) OBRA DE TOMA A TRAVÉS DE CORTINA DE CONCRETO

- G) OBRA DE TOMA EN PRESAS DERIVADORAS
 - 2.2.1.5 OBRAS DE EXCEDENCIAS
 - A) OBRAS DE EXCEDENCIAS CON DESCARGA LIBRE
 - B) OBRAS DE EXCEDENCIAS CONTROLADAS
 - 2.2.1.6 DIQUES
- 2.3 TANQUES
 - 2.3.1. ALCANCE
 - 2.3.2 MÉTODO ANALÍTICO PARA DETERMINAR EL VOLUMEN DE REGULACIÓN NECESARIO
 - 2.3.3 MÉTODO GRÁFICO PARA DETERMINAR EL VOLUMEN DE REGULACIÓN NECESARIO
 - 2.3.4 MÉTODO ALTERNATIVO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DEL TANQUE
- 2.4 TUBERÍAS A PRESIÓN
 - 2.4.1 INFORMACIÓN GENERAL
 - 2.4.2 DISEÑO GEOMÉTRICO
 - 2.4.3 DISEÑO HIDRÁULICO
 - A) ECUACIONES PARA FLUJO PERMANENTE
 - B) PÉRDIDAS DE ENERGÍA POR FRICCIÓN EN LA CONDUCCIÓN
 - C) PÉRDIDAS LOCALES
 - D) CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD
 - E) CONDUCCIÓN POR BOMBEO
 - F) VELOCIDADES PERMISIBLES
 - 2.4.4 INSTALACIÓN DE VÁLVULAS DE ADMISIÓN Y EXPULSIÓN DE AIRE Y DESAGÜES
 - 2.4.5 SELECCIÓN DEL MATERIAL DE LA TUBERÍA
- 2.5 CONDUCCIONES A SUPERFICIE LIBRE
 - 2.5.1 CAPACIDAD DE LAS CONDUCCIONES
 - 2.5.2 FÓRMULAS GENERALES DE DISEÑO
 - 2.5.3 DISEÑO DE LAS CONDUCCIONES
 - A) CANALES SIN REVESTIR
 - B) CANALES REVESTIDOS
 - C) ALCANTARILLADO Y CONDUCTOS CERRADOS
 - 2.5.4 ESTRUCTURAS
- 2.6 REDES
 - 2.6.1 REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
 - A) MEMORIA DESCRIPTIVA
 - B) ÍNDICE
 - C) LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE PROYECTO
 - D) INFORMACIÓN DE APOYO
 - E) MEMORIA DE CÁLCULO
 - 2.6.2 REDES DE ALCANTARILLADO SANITARIO
 - A) MEMORIA DESCRIPTIVA
 - B) ÍNDICE
 - C) LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE PROYECTO
 - D) INFORMACIÓN DE APOYO
 - E) MEMORIA DE CÁLCULO
 - 2.6.3 REDES DE ALCANTARILLADO PLUVIAL
 - A) MEMORIA DESCRIPTIVA Y DE CÁLCULO
 - B) ÍNDICE
 - C) LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE PROYECTO
 - D) SINOPSIS DEL PROYECTO
 - E) RECOPIACIÓN BÁSICA DE INFORMACIÓN

- F) OBJETIVO DEL PROYECTO
- G) DATOS GENERALES DEL PROYECTO
- H) MEMORIA DE CÁLCULO
- 2.7 INSTALACIONES HIDROSANITARIAS EN EDIFICIOS
 - 2.7.1 ALCANCE
 - 2.7.2 DATOS DE PROYECTO
 - 2.7.3 INSTALACIONES HIDRÁULICAS
 - A) CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE CARGA EN LAS TUBERÍAS Y PIEZAS DE DISTRIBUCIÓN
 - B) TANQUES Y CISTERNAS
 - C) TUBERÍA
 - D) CONDUCCIÓN DE AGUA CALIENTE
 - 2.7.4 INSTALACIONES CONTRA INCENDIO
 - A) GASTOS DE DISEÑO
 - B) DIÁMETROS DE LAS TUBERÍAS DE DISTRIBUCIÓN
 - C) VÁLVULAS
 - D) REDUCTORES DE PRESIÓN
 - 2.7.5 OTRO SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA
 - A) CÁLCULOS DE GASTOS DE AGUAS RESIDUALES
 - B) DIÁMETROS DE LAS TUBERÍAS
 - C) TRAMPAS PARA GRASAS
- 2.8 BOMBAS E INSTALACIONES DE BOMBEO
 - 2.8.1 BOMBAS
- 2.9 PLANTAS DE POTABILIZACIÓN
 - 2.9.1 DEFINICIONES
 - A) TIEMPO DE RETENCIÓN
 - B) CARGA SUPERFICIAL
 - C) CARGA SOBRE VERTEDOR
 - 2.9.2 LINEAMIENTOS GENERALES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS PLANTAS DE POTABILIZACIÓN
 - 2.9.3 REJILLAS
 - 2.9.4 TANQUES DE SEDIMENTACIÓN
 - A) HIDRÁULICA DE LA ENTRADA
 - B) HIDRÁULICA DE LA DESCARGA
 - C) SEDIMENTADORES DE ALTA TASA O DE FLUJO ENTRE PLACAS PARALELAS
 - 2.9.5 SISTEMAS DE AIREACIÓN
 - A) AIREADORES POR GRAVEDAD
 - B) AIREADORES POR ASPERSIÓN
 - C) AIREADORES POR DIFUSIÓN
 - 2.9.6 MEZCLADO Y FLOCULACIÓN
 - A) MEZCLADO
 - B) FLOCULACIÓN
 - 2.9.7 FILTRACIÓN
- 2.10 PLANTAS DE TRATAMIENTO
 - 2.10.1 TRATAMIENTO PRELIMINAR
 - A) REJILLAS
 - B) TANQUES DESARENADORES
 - C) OTRAS OPERACIONES DE TRATAMIENTO PRELIMINAR
 - 2.10.2 TRATAMIENTO PRIMARIO
 - A) TANQUES DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIA
 - 2.10.3 DESINFECCIÓN

- A) TANQUES DE CLORACIÓN
- 2.10.4 POSTAIREACIÓN
 - A) AIREACIÓN EN CASCADAS
 - B) AIREACIÓN MECÁNICA O MEDIANTE DIFUSORES DE AIRE
- 2.10.5 TRATAMIENTO SECUNDARIO
 - A) PROCESO DE LODOS ACTIVADOS
- 2.10.6 FILTROS PERCOLADORES
- 2.10.7 BIODISCOS (CONTACTORES BIOLÓGICOS ROTATIVOS)
- 2.10.8 LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
 - A) ESTRUCTURAS DE ENTRADA Y DE SALIDA
 - B) CONDUCTOS DE INTERCONEXIÓN
 - C) CONSTRUCCIÓN DE LOS DIQUES
 - D) CONSTRUCCIÓN DEL FONDO D
 - E) CONTROL DE LOS ESCURRIMIENTOS SUPERFICIALES
- 2.11 EQUIPO Y MAQUINARIA HIDRÁULICA
 - 2.11.1 PROCESO DE SELECCIÓN DE VÁLVULAS
 - A) VÁLVULAS PARA SERVICIO DE BLOQUEO O CIERRE
 - B) VÁLVULAS PARA ESTRANGULACIÓN
 - C) MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
 - D) SOBRE CAPACIDADES DE PRESIÓN Y TEMPERATURA
 - E) SOBRE EL MATERIAL DE EMPAQUETADURAS Y JUNTAS
 - F) SOBRE EL COSTO Y DISPONIBILIDAD
 - G) SOBRE LA EVALUACIÓN
 - 2.11.2 EVALUACIÓN DE LA PÉRDIDA DE PRESIÓN EN VÁLVULAS
 - A) VÁLVULAS DE COMPUERTA DE CUÑA
 - B) VÁLVULAS DE COMPUERTA DE DOBLE OBTURADOR
 - C) VÁLVULAS DE GLOBO
 - D) VÁLVULAS DE GLOBO EN Y
 - E) VÁLVULAS ANGULARES BRIDADAS
 - F) VÁLVULAS ANGULARES SOLDADAS
 - G) VÁLVULAS DE RETENCIÓN DE DISCO OSCILANTE
 - H) VÁLVULAS DE RETENCIÓN DE OBTURADOR ASCENDENTE
 - I) VÁLVULAS DE RETENCIÓN DE OBTURADOR ASCENDENTE EN Y
 - J) VÁLVULAS DE RETENCIÓN DE DISCO BASCULANTE
 - K) VÁLVULAS DE RETENCIÓN Y CIERRE DE TIPO RECTO
 - L) VÁLVULAS DE RETENCIÓN Y CIERRE TIPO ANGULAR
 - M) VÁLVULAS DE PIE CON FILTRO
 - N) VÁLVULAS DE GLOBO
 - O) VÁLVULAS DE MARIPOSA
 - 2.11.3 PÉRDIDAS DE PRESIÓN POR ROZAMIENTO EN LAS PAREDES DE LA TUBERÍA
 - 2.11.4 PÉRDIDAS DE PRESIÓN POR CAMBIOS EN LA DIRECCIÓN DEL FLUJO Y CAMBIO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA TUBERÍA
 - A) ESTRECHAMIENTO BRUSCO Y GRADUAL
 - B) ENSANCHAMIENTO BRUSCO Y GRADUAL
 - 2.11.5 NORMAS SOBRE SOLDADURA EN TUBERÍAS
 - 2.11.6 NORMAS SOBRE EL DISEÑO DE COMPUERTAS
 - A) ESTRUCTURACIÓN
 - B) CARGA
 - C) DISEÑO DE LA PANTALLA

CAPÍTULO 3.

NORMAS DE DISEÑO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

- 3.1 EMPUJES Y PRESIONES
 - 3.1.1 DEFINICIÓN
- 3.2 PRESAS
 - 3.2.1 PRESAS DE TIERRA Y ROCA
 - A) FORMA DE CONSIDERAR EL EMPUJE DEL AGUA EA
 - B) FORMA DE CONSIDERAR LA PRESIÓN DE PORO UP
 - C) FORMA DE CONSIDERAR LAS FUERZAS DE FILTRACIÓN FF
 - 3.2.2 PRESAS DE GRAVEDAD
 - A) EMPUJE HIDROSTÁTICO
 - B) SUBPRESIÓN
 - C) EMPUJE DE AZOLVES
 - D) SISMO
- 3.3 TANQUES
 - 3.3.1 CARGA MUERTA
 - 3.3.2 EMPUJE HIDROSTÁTICO
 - 3.3.3 EMPUJE DEL TERRENO
 - 3.3.4 CARGAS VIVAS
 - 3.3.5 MAQUINARIA
 - 3.3.6 VIENTO
 - 3.3.7 SISMO
- 3.4 TUBERÍAS A PRESIÓN
 - 3.4.1 GOLPE DE ARIETE
 - 3.4.2 ESFUERZOS CIRCUNFERENCIALES
 - 3.4.3 ESFUERZOS LONGITUDINALES
 - A) ESFUERZOS DEBIDOS A CAMBIOS DE TEMPERATURA
 - B) ESFUERZOS COMO CONSECUENCIA DE LA DEFORMACIÓN RADIAL
 - 3.4.4 ESFUERZOS DE VIGA
 - 3.4.5 APOYOS EN LAS TUBERÍAS DE ACERO
 - 3.4.6 ESFUERZOS DE PANDEO
- 3.5 CANALES
 - 3.5.1 ESTRUCTURAS DE TIERRA Y ROCA
 - 3.5.2 DEFINICIÓN
 - 3.5.3 TIPOS DE ESTRUCTURAS
 - 3.5.4 CRITERIOS DE ANÁLISIS
 - 3.5.5 ESTABILIDAD DE TALUDES
 - 3.5.6 TUBIFICACIÓN
 - 3.5.7 ASENTAMIENTOS
 - 3.5.8 LICUACIÓN
- 3.6 CIMENTACIÓN DE LAS CORTINAS
 - 3.6.1 CIMENTACIÓN EN ALUVIÓN
 - A) TRINCHERAS
 - B) PANTALLA RÍGIDA
 - C) PANTALLA FLEXIBLE
 - D) DELANTALES
 - E) INYECCIONES
 - 3.6.2 CIMENTACIÓN EN ROCA
 - A) INYECCIONES
 - B) RECOMENDACIONES
- 3.7 ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA
 - 3.7.1 ALCANCE

- 3.7.2 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL
- 3.7.3 ANÁLISIS
- 3.7.4 MATERIALES
- 3.7.5 FACTORES DE RESISTENCIA
 - 3.7.5.1 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE
- 3.7.6 PRESAS
 - 3.7.6.1 PRESAS DE GRAVEDAD
 - A) CARGAS ORDINARIAS
 - B) CARGAS EXTRAORDINARIAS
 - C) CARGAS ORDINARIAS Y SISMO
- 3.8 PRESAS DE CONTRAFUERTE
- 3.8.1 PRESAS TIPO AMBURSEN
- 3.9 PRESAS DERIVADORAS
 - 3.9.1 VOLTEO
- 3.10 ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DE MAMPOSTERÍA DE FRAGMENTOS DE ROCA
 - 3.10.1 MATERIALES
- 3.11 ESTRUCTURAS METÁLICAS
 - 3.11.1 ALCANCE
 - 3.11.2 ESFUERZOS PERMISIBLES
 - 3.11.2.1 TENSIÓN
 - 3.11.2.3 COMPRESIÓN
 - 3.11.2.4 ESFUERZO PERMISIBLE A CORTANTE
- 3.12 SOLDADURA
- 3.13 DISEÑO DE LA PARED DE UN TANQUE
- 3.14 ARREGLO DE LAS PLACAS QUE FORMAN LA PARED DEL TANQUE
 - 3.14.1 DIFERENTES TIPOS DE ATIESADORES
- 3.15 TANQUES ELEVADOS DE ACERO

CAPÍTULO 4.
NORMAS SOBRE ASPECTOS CONSTRUCTIVOS.

- 4.1 CONSIDERACIONES GENERALES
 - 4.1.1 ALCANCE.
 - 4.1.2 MECÁNICA DE ROCAS
 - 4.1.3 EXCAVACIONES PROFUNDAS
 - 4.1.4 SECCIONES TRANSVERSALES DE CONSTRUCCIÓN
 - 4.1.5 CONTROL DE LAS SECCIONES DE LAS ESTRUCTURAS
 - 4.1.6 CONTROL DE CALIDAD
 - 4.1.6.1 ESTRUCTURAS DE TIERRA
 - 4.1.6.2 ESTRUCTURAS DE ROCA
 - 4.1.6.3 ESTRUCTURAS DE CONCRETO
 - 4.1.6.4 ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA
 - A) ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA
 - B) ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE TABIQUE
 - C) ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE BLOCK
 - 4.1.6.5 ESTRUCTURAS DE ACERO
 - 4.1.7 RECEPCIÓN ENTREGA DE LAS ESTRUCTURAS
- 4.2 ESTRUCTURAS DE TIERRA Y ROCA
 - 4.2.1 PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE TIERRA Y ROCA
 - 4.2.1.1 ESTRUCTURAS DE TIERRA

- A) TERRAPLENES CON MATERIAL IMPERMEABLE PARA ATAGUÍAS
 - B) TERRAPLENES CON MATERIAL IMPERMEABLE PARA BORDOS, DENTELLONES Y ZONA CENTRAL DE LAS CORTINAS DE LAS PRESAS
 - C) ESTRUCTURAS DE ROCA
 - 4.2.2 DESMONTE Y DESPALME DEL TERRENO
 - 4.2.3 ENTREGA DEL TRAZO Y NIVELACIÓN DE LOS EJES
 - 4.2.4 SECCIONES DE CONSTRUCCIÓN
 - 4.2.5 AVANCES DE OBRA
- 4.3 ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA
 - 4.3.1 ESTRUCTURAS DE CONCRETO
 - 4.3.1.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL CONCRETO
 - A) PESO VOLUMÉTRICO
 - B) RESISTENCIA
 - C) IMPERMEABILIDAD
 - D) DOSIFICACIÓN
 - E) AGREGADOS
 - F) REVENIMIENTO
 - G) OTRAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS
 - 4.3.1.2 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DEL CONCRETO
 - A) RESISTENCIA A LOS SULFATOS
 - B) RESISTENCIA A LOS ÁCIDOS
 - C) CURADOS CON VAPOR
 - D) CONCRETOS CON ALTAS TEMPERATURAS DE FRAGUADO
 - E) CONCRETOS PUZOLÁNICOS
 - 4.3.1.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL ACERO
 - A) GRADO ESTRUCTURAL
 - B) LONGITUD, DIÁMETROS Y PESOS
 - C) ACERO DE PRESFUERZO
 - D) ACERO ESTRUCTURAL
 - E) TUBERÍAS
 - 4.3.1.4 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DEL ACERO
 - 4.3.1.5 CIMBRAS
 - 4.3.1.6 EQUIPOS Y HERRAMIENTAS
 - 4.3.1.7 JUNTAS
 - A) JUNTAS DE DILATACIÓN
 - B) JUNTAS DE LLAVE O DE CORTANTE
 - C) JUNTAS DE IMPERMEABILIDAD
 - 4.3.1.8 CURADO Y SUS APLICACIONES
 - A) CURADO PRIMARIO O ELEMENTAL
 - B) CURADO CON ADITIVOS
 - C) CURADO EN AUTOCLAVE O SIMILAR
 - 4.3.2 ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA
 - 4.3.2.1 ESTRUCTURAS DE TABIQUE DE BARRO RECOCIDO
 - 4.3.2.2 ESTRUCTURAS DE TABIQUES DE CONCRETO
 - 4.3.2.3 MAMPOSTERÍAS DE PIEDRAS NATURALES
 - A) MORTEROS
 - B) DISEÑO
 - C) PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
 - D) CIMIENTOS
 - E) MUROS DE CONTENCIÓN

- 4.3.3 PREFABRICADOS Y ENSAMBLES
- 4.4 ESTRUCTURAS METÁLICAS
 - 4.4.1 CONDICIONES GENERALES DE LOS MATERIALES
 - 4.4.1.1 IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL
 - 4.4.1.2 CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES
 - A) RECHAZOS
 - 4.4.2 CONEXIONES
 - 4.4.2.1 ESTRUCTURAS REMACHADAS O ATORNILLADAS
 - A) PREPARACIÓN DE LAS CONEXIONES
 - B) COLOCACIÓN DE REMACHES Y TORNILLOS
 - C) INSPECCIÓN VISUAL DE LOS TORNILLOS
 - 4.4.2.2 ESTRUCTURAS SOLDADAS
 - A) PREPARACIÓN DE LOS MATERIALES
 - B) APLICACIÓN DE LA SOLDADURA
 - C) CALIDAD DE LA SOLDADURA
 - D) INSPECCIÓN DE LA SOLDADURA
 - 4.4.3 FABRICACIÓN Y MONTAJE
 - 4.4.3.1 FABRICACIÓN EN TALLER
 - A) CONTRAFLECHA, CURVADO Y ENDEREZADO
 - 4.4.3.2 MONTAJE
 - A) MÉTODOS DE MONTAJE
 - B) SOPORTES PROVISIONALES DURANTE EL MONTAJE
 - C) TOLERANCIAS
 - 4.4.4 PROTECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS
 - 4.4.4.1 CORROSIÓN
 - A) DEFINICIÓN
 - B) MÉTODOS DE CONTROL DE LA CORROSIÓN
 - 4.4.4.2 FUEGO
 - 4.4.5 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA ESTRUCTURAS METÁLICAS ESPECÍFICAS
 - 4.4.5.1 TANQUES Y RECIPIENTES
 - A) RECIPIENTES SUPERFICIALES
 - B) TANQUES ELEVADOS
 - C) RECIPIENTES A PRESIÓN
 - D) INSPECCIÓN Y PRUEBA DE TANQUES
 - 4.4.5.2 TUBERÍAS DE ACERO
 - A) FABRICACIÓN DE TUBERÍAS
 - B) TRANSPORTE
 - C) CARGA Y DESCARGA
 - D) ZANJADO
 - E) INSTALACIÓN
 - F) UNIONES CON SOLDADURA
 - G) PRUEBA HIDROSTÁTICA DE CAMPO
 - H) INSPECCIONES
 - 4.4.5.3 COMPUERTAS Y OBTURADORES.....
- 4.5 CONSTRUCCIONES EN EL SUBSUELO.....
 - 4.5.1 ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA Y GEOLÓGICA.....
 - 4.5.2 TÚNELES.....
 - 4.5.2.1 TRAZO DE TÚNELES.....
 - 4.5.2.2 SISTEMA DE SOPORTE.....
 - A) REQUISITOS DE SOPORTE

- B) TIPOS DE SOPORTE
 - 4.5.2.3 VENTILACIÓN.....
 - 4.5.2.4 CONTROL DE POLVOS.....
 - 4.5.3. POZOS PARA CAPTACIÓN DE AGUA.....
 - 4.5.3.1 EXPLORACIÓN HIDROGEOLÓGICA.....
 - 4.5.3.2 MÉTODOS DE PERFORACIÓN.....
 - 4.5.3.3 EXPLORACIÓN DE POZOS.....
 - 4.5.3.4 ADEMES.....
 - A) DIÁMETRO DEL ADEME
 - B) TIPOS DE MATERIALES DE ADEMES
 - 4.5.3.5 FILTROS
 - 4.5.3.6 PROTECCIÓN SANITARIA.....
- 4.6 REDES DE DISTRIBUCIÓN Y EVACUACIÓN.....
 - 4.6.1 ALCANCES.....
 - 4.6.2 ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN DE REDES DE DISTRIBUCIÓN Y EVACUACIÓN
 - 4.6.2.1 CARACTERÍSTICAS DEL POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD
 - A) DIMENSIONES DE LA TUBERÍA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD
 - B) RANGOS DE TEMPERATURA DE LA TUBERÍA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD
 - C) UNIÓN DE LA TUBERÍA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD
 - 4.6.2.2 INSTALACIÓN DE TUBERÍAS DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
 - A) MEJORAMIENTO DEL FONDO DE LA ZANJA Y RELLENO DE LA MISMA EN REDES DE DISTRIBUCIÓN
 - 4.6.2.3. PRUEBAS HIDROSTÁTICAS
 - A) PREMISAS
 - B) EQUIPO DE PRUEBA
 - C) PROCEDIMIENTO PARA LLEVAR A CABO LA PRUEBA HIDROSTÁTICA
 - D) FUGAS MÁXIMAS PERMISIBLES
 - 4.6.2.4 DESINFECCIÓN DE LA TUBERÍA REDES DE EVACUACIÓN DE AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES
 - 4.6.3 TUBERÍAS DE CONCRETO
 - 4.6.3.1 TUBERÍAS DE P.V.C
 - 4.6.3.2 TUBERÍAS DE FIBROCEMENTO
 - 4.6.3.3 INSTALACIÓN DE TUBERÍAS DE REDES DE EVACUACIÓN DE AGUAS NEGRAS Y PLUVIALES
 - A) ANCHOS DE ZANJAS
 - 4.6.3.4 MEJORAMIENTO DEL FONDO DE LA ZANJA Y RELLENO DE LA MISMA
 - A) PLANTILLA CLASE "A". FACTOR DE CARGA 2.25
 - B) PLANTILLA CLASE "B". FACTOR DE CARGA 1.90
 - C) PLANTILLA CLASE "C". FACTOR DE CARGA 1.50
 - 4.6.3.5 PROFUNDIDAD MÍNIMA Y MÁXIMA

**CAPÍTULO 5.
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍAS.**

TÍTULO IV.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES.

NOTACION.

CAPÍTULO 1. CONSIDERACIONES GENERALES.

- 1.1 ALCANCE
- 1.2 UNIDADES

CAPÍTULO 2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO.

- 2.1 INVESTIGACIÓN DE LAS COLINDANCIAS
- 2.2 RECONOCIMIENTO DEL SITIO
- 2.3 EXPLORACIONES
- 2.4 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES EN EL LABORATORIO
- 2.5 INVESTIGACIÓN DEL HUNDIMIENTO REGIONAL

CAPÍTULO 3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES.

- 3.1 ACCIONES DE DISEÑO
- 3.2 FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA
- 3.3 CIMENTACIONES SOMERAS (ZAPATAS Y LOSAS)
 - 3.3.1 ESTADOS LÍMITE DE FALLA
 - 3.3.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
- 3.4 CIMENTACIONES COMPENSADAS
 - 3.4.1 ESTADOS LÍMITE DE FALLA
 - 3.4.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.
 - 3.4.3 PRESIONES SOBRE MUROS EXTERIORES DE LA SUBESTRUCTURA
- 3.5 CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCIÓN
 - 3.5.1 ESTADOS LÍMITE DE FALLA
 - 3.5.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
- 3.6 CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS
 - 3.6.1 ESTADOS LÍMITE DE FALLA
 - 3.6.1.1 CAPACIDAD POR PUNTA
 - 3.6.1.2 CAPACIDAD POR FRICCIÓN LATERAL SOBRE EL FUSTE DE PILOTES DE PUNTA O PILAS.
 - 3.6.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
- 3.7 PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES
- 3.8 CIMENTACIONES ESPECIALES

CAPÍTULO 4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES.

- 5.1 ESTADOS LÍMITE DE FALLA
 - 5.1.1 TALUDES
 - 5.1.2 FALLA POR SUBPRESIÓN EN ESTRATOS PERMEABLES
 - 5.1.3 ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES ADEMADAS
 - 5.1.4 ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS VECINAS
- 5.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
 - 5.2.1 EXPANSIONES INSTANTÁNEAS Y DIFERIDAS POR DESCARGA
 - 5.2.2 ASENTAMIENTO DEL TERRENO NATURAL ADYACENTE A LAS EXCAVACIONES

CAPÍTULO 6. MUROS DE CONTENCIÓN.

- 6.1 ESTADOS LÍMITE DE FALLA
 - 6.1.1 RESTRICCIONES DEL MOVIMIENTO DEL MURO
 - 6.1.2 TIPO DE RELLENO
 - 6.1.3 COMPACTACIÓN DEL RELLENO
 - 6.1.4 BASE DEL MURO
- 6.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

CAPÍTULO 7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

- 7.1 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES
 - 7.1.1 CIMENTACIONES SOMERAS
 - 7.1.2 CIMENTACIONES CON PILOTES O PILAS
 - 7.1.2.1 PILAS O PILOTES COLADOS EN EL LUGAR
 - 7.1.2.2 PILOTES HINCADOS A PERCUSIÓN
 - 7.1.2.3 PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES O PILAS
- 7.2 EXCAVACIONES
 - 7.2.1 CONSIDERACIONES GENERALES
 - 7.2.2 CONTROL DEL FLUJO DE AGUA
 - 7.2.3 TABLAESTACAS Y MUROS COLADOS EN EL LUGAR
 - 7.2.4 SECUENCIA DE EXCAVACIÓN
 - 7.2.5 PROTECCIÓN DE TALUDES PERMANENTES

CAPÍTULO 8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN.

CAPÍTULO 9. CIMENTACIONES ABANDONADAS.

CAPÍTULO 10. CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS.

CAPÍTULO 11. RECIMENTACIONES.

CAPÍTULO 12. MEMORIA DE DISEÑO.

TÍTULO V.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.

NOTACION.

CAPITULO 1.

CONSIDERACIONES GENERALES.

- 1.1 ALCANCE
- 1.2 UNIDADES
- 1.3 MATERIALES
 - 1.3.1 ACERO ESTRUCTURAL
 - 1.3.2 REMACHES
 - 1.3.3 TORNILLOS
 - 1.3.4 METALES DE APORTACIÓN Y FUNDENTES PARA SOLDADURA
 - 1.3.5 CONECTORES DE CORTANTE DE BARRA CON CABEZA PARA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA
 - 1.3.6 IDENTIFICACIÓN
 - 1.3.7 ACERO ESTRUCTURAL NO IDENTIFICADO
- 1.4 CRITERIOS DE DISEÑO
- 1.5 TIPOS DE ESTRUCTURAS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS
 - 1.5.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS TIPO 1
 - 1.5.1.1 ANÁLISIS ELÁSTICO DE SEGUNDO ORDEN
 - 1.5.1.2 MARCOS CONTRAVENTEADOS
 - 1.5.1.3 MARCOS SIN CONTRAVENTEADO

CAPÍTULO 2.

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS.

- 2.1 ÁREAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES
 - 2.1.1 GENERALIDADES
 - 2.1.2 ÁREA NETA DE MIEMBROS EN TENSIÓN
 - 2.1.3 ÁREA NETA EFECTIVA DE MIEMBROS EN TENSIÓN O COMPRESIÓN
 - 2.1.4 PLACAS DE UNIÓN
- 2.2 ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ
 - 2.2.1 RELACIONES DE ESBELTEZ
 - 2.2.2 FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA Y EFECTOS DE ESBELTEZ DE CONJUNTO
 - 2.2.3 RELACIONES DE ESBELTEZ MÁXIMAS
- 2.3 RELACIONES ANCHO/GRUESO Y PANDEO LOCAL
 - 2.3.1 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES
 - 2.3.2 RELACIONES ANCHO/GRUESO MÁXIMAS
 - 2.3.3 ANCHO
 - 2.3.3.1 ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS
 - 2.3.3.2 ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS
 - 2.3.4 GRUESO
 - 2.3.5 SECCIONES CIRCULARES HUECAS
 - 2.3.6 SECCIONES TIPO 4 (ESBELTAS)
 - 2.3.6.1 ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS COMPRIMIDOS UNIFORMEMENTE

2.3.6.2 ANCHOS EFECTIVOS DE ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS
COMPRESIDOS UNIFORMEMENTE

**CAPÍTULO 3.
RESISTENCIA.**

- 3.1 MIEMBROS EN TENSIÓN
 - 3.1.1 ESTADOS LÍMITE
 - 3.1.2 RESISTENCIA DE DISEÑO
- 3.2 MIEMBROS EN COMPRESIÓN
 - 3.2.1 ESTADOS LÍMITE
 - 3.2.2 RESISTENCIA DE DISEÑO
 - 3.2.2.1 ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD POR FLEXIÓN
 - 3.2.2.2 ESTADOS LÍMITE DE PANDEO POR TORSIÓN O POR FLEXOTORSIÓN
 - 3.2.2.3 ESTADOS LÍMITE DE FLEXIÓN, TORSIÓN O FLEXOTORSIÓN, Y PANDEO LOCAL, COMBINADOS
 - 3.2.3 COLUMNAS TUBULARES DE SECCIÓN TRANSVERSAL CIRCULAR
- 3.3 MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS)
 - 3.3.1 ESTADOS LÍMITE
 - 3.3.2 RESISTENCIA DE DISEÑO EN FLEXIÓN
 - 3.3.2.1 MIEMBROS EN LOS QUE EL PANDEO LATERAL NO ES CRÍTICO ($L \leq L_W$)
 - 3.3.2.2 MIEMBROS EN LOS QUE EL PANDEO LATERAL ES CRÍTICO ($L > L_W$)
 - 3.3.2.3 VIGAS TUBULARES DE SECCIÓN TRANSVERSAL CIRCULAR
 - 3.3.3 RESISTENCIA DE DISEÑO AL CORTANTE
 - 3.3.3.1 VIGAS TUBULARES DE SECCIÓN TRANSVERSAL CIRCULAR
 - 3.3.4 FLEXIÓN Y CORTANTE COMBINADOS
- 3.4 MIEMBROS FLEXOCOMPRESIDOS
 - 3.4.1 ESTADOS LÍMITE
 - 3.4.2 DETERMINACIÓN DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO M_{UOX} , M_{UOY} , Y
 - 3.4.3 DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS REGULARES
 - 3.4.3.1 REVISIÓN DE LAS SECCIONES EXTREMAS
 - 3.4.3.2 REVISIÓN DE LA COLUMNA COMPLETA
 - 3.4.3.3 MOMENTOS DE DISEÑO
 - 3.4.4 DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS IRREGULARES
 - 3.4.4.1 REVISIÓN DE LAS SECCIONES EXTREMAS
 - 3.4.4.2 REVISIÓN DE LA COLUMNA COMPLETA
 - 3.4.4.3 DETERMINACIÓN DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO M_{UOX} , M_{UOY} , Y
- 3.5 MIEMBROS EN FLEXOTENSIÓN
 - 3.5.1 ESTADOS LÍMITE
 - 3.5.2 DIMENSIONAMIENTO
- 3.6 CONSTRUCCIÓN COMPUESTA
 - 3.6.1 MIEMBROS COMPRESIDOS
 - 3.6.1.1 LIMITACIONES
 - 3.6.1.2 RESISTENCIA DE DISEÑO
 - 3.6.1.3 COLUMNAS CON VARIOS PERFILES DE ACERO
 - 3.6.1.4 TRANSMISIÓN DE CARGAS

- 3.6.2 MIEMBROS EN FLEXIÓN
 - 3.6.2.1 HIPÓTESIS DE DISEÑO Y MÉTODOS DE ANÁLISIS
 - 3.6.2.2 ANCHO EFECTIVO
 - 3.6.2.3 DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS CON CONECTORES DE CORTANTE
 - 3.6.2.4 LOSA CON LÁMINA DE ACERO ACANALADA
 - 3.6.2.5 RESISTENCIA DE DISEÑO DE VIGAS AHOGADAS EN CONCRETO
 - 3.6.2.6 RESISTENCIA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN
- 3.6.3 RESISTENCIA DE DISEÑO EN CORTANTE
- 3.6.4 FLEXOCOMPRESIÓN
- 3.6.5 CONECTORES DE CORTANTE
 - 3.6.5.1 MATERIALES
 - 3.6.5.2 FUERZA CORTANTE HORIZONTAL
 - 3.6.5.3 RESISTENCIA DE CONECTORES DE BARRA DE ACERO CON CABEZA
 - 3.6.5.4 RESISTENCIA DE CONECTORES DE CANAL
 - 3.6.5.5 NÚMERO DE CONECTORES
 - 3.6.5.6 COLOCACIÓN Y ESPACIAMIENTO DE LOS CONECTORES
- 3.6.6 CASOS ESPECIALES
- 3.6.7 REFUERZO DE LA LOSA
 - 3.6.7.1 REFUERZO PARALELO
 - 3.6.7.2 REFUERZO TRANSVERSAL
- 3.6.8 PROPIEDADES ELÁSTICAS APROXIMADAS DE VIGAS EN CONSTRUCCIÓN COMPUESTA PARCIAL
 - 3.6.9 DEFLEXIONES
 - 3.6.9.1 VIGAS DE ACERO DE ALMA LLENA
 - 3.6.9.2 ARMADURAS Y LARGUEROS DE ALMA ABIERTA
 - 3.6.10 ESTRUCTURAS COMPUESTAS QUE TRABAJAN EN DOS DIRECCIONES
- 3.7 ALMAS Y PATINES CON CARGAS CONCENTRADAS
 - 3.7.1 BASES PARA EL DISEÑO
 - 3.7.2 FLEXIÓN LOCAL DE LOS PATINES
 - 3.7.3 FLUJO PLÁSTICO LOCAL DEL ALMA
 - 3.7.4 ESTABILIDAD DE ALMAS DELGADAS
 - 3.7.5 PANDEO DEL ALMA CON DESPLAZAMIENTO LATERAL
 - 3.7.6 PANDEO EN COMPRESIÓN DEL ALMA
 - 3.7.7 FUERZA CORTANTE EN EL ALMA
 - 3.7.8 ATIESADORES
 - 3.7.9 PLACAS ADOSADAS AL ALMA

**CAPÍTULO 4.
REQUISITOS ADICIONALES PARA DISEÑO.**

- 4.1 MIEMBROS EN FLEXIÓN FORMADOS POR DOS O MÁS VIGAS
- 4.2 MIEMBROS EN COMPRESIÓN COMPUESTOS POR VARIOS PERFILES (MIEMBROS ARMADOS EN COMPRESIÓN)
 - 4.2.1 SEPARACIÓN ENTRE REMACHES, TORNILLOS O SOLDADURAS
 - 4.2.2 RELACIONES DE ESBELTEZ
 - 4.2.3 CELOSÍAS Y DIAFRAGMAS
 - 4.2.4 MONTANTES
- 4.3 MIEMBROS EN TENSIÓN COMPUESTOS POR VARIOS PERFILES (MIEMBROS ARMADOS EN TENSIÓN)

- 4.3.1 SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS DE UNIÓN
- 4.3.2 MONTANTES
- 4.4 BASES DE COLUMNAS
- 4.5 TRABES ARMADAS Y VIGAS LAMINADAS
 - 4.5.1 DIMENSIONAMIENTO
 - 4.5.2 PATINES
 - 4.5.3 UNIÓN DE ALMA Y PATINES
 - 4.5.4 ALMA
 - 4.5.5 ATIESADORES BAJO CARGAS CONCENTRADAS
 - 4.5.6 REFUERZO DEL ALMA
 - 4.5.7 ATIESADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS
 - 4.5.8 REDUCCIÓN DEL MOMENTO RESISTENTE POR ESBELTEZ DEL ALMA
 - 4.5.9 UNIONES

CAPÍTULO 5. CONEXIONES.

- 5.1 GENERALIDADES
 - 5.1.1 CONEXIONES MÍNIMAS
 - 5.1.2 EXCENTRICIDADES
 - 5.1.3 RELLENOS
 - 5.1.4 JUNTAS CEPILLADAS
 - 5.1.5 DESGARRAMIENTO LAMINAR (“LAMELLAR TEARING”)
 - 5.1.6 REMACHES O TORNILLOS EN COMBINACIÓN CON SOLDADURA
 - 5.1.7 TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA EN COMBINACIÓN CON REMACHES
 - 5.1.8 EMPALMES EN MATERIAL GRUESO
- 5.2 SOLDADURAS
 - 5.2.1 GENERALIDADES
 - 5.2.2 METAL DE APORTACIÓN
 - 5.2.2.1 SOLDADURA COMPATIBLE CON EL METAL BASE
 - 5.2.3 TIPOS DE SOLDADURAS
 - 5.2.4 DIMENSIONES EFECTIVAS DE LAS SOLDADURAS
 - 5.2.5 TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURAS DE PENETRACIÓN PARCIAL
 - 5.2.6 SOLDADURAS DE FILETE
 - 5.2.7 SOLDADURAS DE TAPÓN Y DE RANURA
 - 5.2.8 RESISTENCIA DE DISEÑO
 - 5.2.9 COMBINACIÓN DE SOLDADURAS
- 5.3 TORNILLOS, BARRAS ROSCADAS Y REMACHES
 - 5.3.1 TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA
 - 5.3.2 TORNILLOS “AL CONTACTO” O PRETENSIONADOS
 - 5.3.3 JUNTAS POR APLASTAMIENTO Y JUNTAS DE FRICCIÓN (O DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO)
 - 5.3.4 TAMAÑOS DE LOS AGUJEROS
 - 5.3.5 AGARRES LARGOS
 - 5.3.6 SEPARACIONES MÍNIMAS
 - 5.3.7 DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE
 - 5.3.8 SEPARACIÓN Y DISTANCIA AL BORDE MÁXIMAS
 - 5.3.9 TENSIÓN O CORTANTE
 - 5.3.10 TENSIÓN Y CORTANTE COMBINADOS EN CONEXIONES POR APLASTAMIENTO
 - 5.3.11 TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA EN JUNTAS QUE TRABAJAN POR FRICCIÓN

- 5.3.12 TENSIÓN Y CORTANTE COMBINADOS EN CONEXIONES POR FRICCIÓN
- 5.3.13 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO EN LOS AGUJEROS PARA TORNILLOS
- 5.4 RESISTENCIA DE DISEÑO DE RUPTURA
 - 5.4.1 RUPTURA POR CORTANTE
 - 5.4.2 RUPTURA POR TENSIÓN
 - 5.4.3 RESISTENCIA DE RUPTURA EN BLOQUE POR CORTANTE Y TENSIÓN
- 5.5 ELEMENTOS DE CONEXIÓN
 - 5.5.1 RESISTENCIA DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONEXIÓN EN TENSIÓN
 - 5.5.2 OTROS ELEMENTOS DE CONEXIÓN
- 5.6 EMPALMES
- 5.7 RESISTENCIA DE DISEÑO POR APLASTAMIENTO
- 5.8 CONEXIONES RÍGIDAS ENTRE VIGAS Y COLUMNAS
 - 5.8.1 DEFINICIONES
 - 5.8.2 PROPIEDADES DEL MATERIAL PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA REQUERIDA EN JUNTAS Y CONEXIONES CUYO DISEÑO QUEDA REGIDO POR COMBINACIONES DE CARGA QUE INCLUYEN SISMO
 - 5.8.2.1 JUNTAS ATORNILLADAS
 - 5.8.2.2 JUNTAS SOLDADAS
 - 5.8.3 CONDICIONES DE CARGA DE DISEÑO
 - 5.8.4 RESISTENCIA DE LAS CONEXIONES
 - 5.8.4.1 CONEXIONES EN CUYO DISEÑO NO INTERVIENE EL SISMO
 - 5.8.4.2 CONEXIONES EN CUYO DISEÑO INTERVIENE EL SISMO
 - 5.8.5 PLACAS DE CONTINUIDAD (ATIESADORES HORIZONTALES EN LA COLUMNA)
 - 5.8.6 REVISIÓN DE LOS PATINES Y DEL ALMA DE LA COLUMNA FRENTE A LOS PATINES (O PLACAS HORIZONTALES) DE LA VIGA
 - 5.8.7 REVISIÓN DEL ALMA DE LA COLUMNA
 - 5.8.8 PATINES DE LAS VIGAS
 - 5.8.9 VIGAS CONECTADAS AL ALMA DE LA COLUMNA
 - 5.8.10 RELACIÓN ENTRE LOS MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS
- 5.9 UNIONES CON ESTRUCTURAS DE CONCRETO
 - 5.9.1 BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO EN CONCRETO
 - 5.9.2 ANCLAS E INSERTOS

**CAPÍTULO 6.
ESTRUCTURAS DÚCTILES.**

- 6.1 REQUISITOS GENERALES
 - 6.1.1 MATERIALES
 - 6.1.2 MIEMBROS EN FLEXIÓN
 - 6.1.2.1 REQUISITOS GEOMÉTRICOS
 - 6.1.2.2 REQUISITOS PARA FUERZA CORTANTE
 - 6.1.2.3 CONTRAVENTEADO LATERAL
 - 6.1.3 MIEMBROS FLEXOCOMPRESIONADOS
 - 6.1.3.1 REQUISITOS GEOMÉTRICOS
 - 6.1.3.2 RESISTENCIA MÍNIMA EN FLEXIÓN
 - 6.1.3.3 REQUISITOS PARA FUERZA CORTANTE
 - 6.1.4 UNIONES VIGA–COLUMNA
 - 6.1.4.1 CONTRAVENTEADO
 - 6.1.5 VIGAS DE ALMA ABIERTA (ARMADURAS)
- 6.2 REQUISITOS ADICIONALES PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES COMUNES

- 6.2.1 MARCOS RÍGIDOS CON DUCTILIDAD ALTA
 - 6.2.1.1 TRABES
 - 6.2.1.2 COLUMNAS
 - 6.2.1.3 UNIONES VIGA–COLUMNA
- 6.2.2 MARCOS RÍGIDOS CON DUCTILIDAD REDUCIDA
 - 6.2.2.1 UNIONES VIGA–COLUMNA
 - 6.2.2.2 REQUISITOS PARA FUERZA CORTANTE
- 6.2.3 MARCOS CON CONTRAVENTEEO CONCÉNTRICO DÚCTIL
 - 6.2.3.1 SISTEMA DE CONTRAVENTEEO
 - 6.2.3.2 DIAGONALES DE CONTRAVENTEEO
 - 6.2.3.3 CONEXIONES DE LAS DIAGONALES DE CONTRAVENTEEO
 - 6.2.3.4 CONSIDERACIONES ESPECIALES PARA LA CONFIGURACIÓN DE LAS DIAGONALES
- 6.2.4 MARCOS CON CONTRAVENTEEO CONCÉNTRICO CON DUCTILIDAD NORMAL
 - 6.2.4.1 DIAGONALES DE CONTRAVENTEEO
 - 6.2.4.2 CONEXIONES DE LAS DIAGONALES DE CONTRAVENTEEO
 - 6.2.4.3 CONSIDERACIONES ESPECIALES PARA LA CONFIGURACIÓN DE LAS DIAGONALES
- 6.2.5 MARCOS DÚCTILES CON CONTRAVENTEOS EXCÉNTRICOS
- 6.2.6 BASES DE COLUMNAS

CAPÍTULO 7. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

- 7.1 CONTRAFLECHAS
- 7.2 EXPANSIONES Y CONTRACCIONES
- 7.3 DEFLEXIONES, VIBRACIONES Y DESPLAZAMIENTOS LATERALES
- 7.4 CORROSIÓN
- 7.5 FUEGO Y EXPLOSIONES

CAPÍTULO 8. EFECTOS DE CARGAS VARIABLES REPETIDAS (FATIGA)

CAPÍTULO 9. FALLA FRÁGIL.

CAPÍTULO 10. OTROS METALES.

CAPÍTULO 11. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

- 11.1 PLANOS Y DIBUJOS
- 11.2 FABRICACIÓN
 - 11.2.1 ENDEREZADO
 - 11.2.2 CORTES
 - 11.2.3 ESTRUCTURAS SOLDADAS
 - 11.2.3.1 PREPARACIÓN DEL MATERIAL
 - 11.2.3.2 ARMADO
 - 11.2.3.3 SOLDADURAS DE PENETRACIÓN COMPLETA
 - 11.2.3.4 PRECALENTAMIENTO

- 11.2.3.5 INSPECCIÓN
- 11.2.4 ESTRUCTURAS REMACHADAS O ATORNILLADAS
 - 11.2.4.1 ARMADO
 - 11.2.4.2 COLOCACIÓN DE REMACHES Y TORNILLOS ORDINARIOS
- A307
 - 11.2.4.3 AGUJEROS PARA CONSTRUCCIÓN ATORNILLADA O REMACHADA
- 11.2.5 TOLERANCIAS EN LAS DIMENSIONES
- 11.2.6 ACABADO DE BASES DE COLUMNAS
- 11.2.7 PINTURA
- 11.3 MONTAJE
 - 11.3.1 CONDICIONES GENERALES
 - 11.3.2 ANCLAJES
 - 11.3.3 CONEXIONES PROVISIONALES
 - 11.3.4 TOLERANCIAS
 - 11.3.5 ALINEADO Y PLOMEADO
 - 11.3.6 AJUSTE DE JUNTAS DE COMPRESIÓN EN COLUMNAS

**CAPÍTULO 12.
REGLAMENTOS ALTERNATIVOS.**

**TÍTULO VI.
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE
ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., SOBRE
CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS
EDIFICACIONES.**

NOTACION.

**CAPÍTULO 1.
CONSIDERACIONES GENERALES.**

- 1.1 ALCANCE
- 1.2 UNIDADES

**CAPÍTULO 2.
ACCIONES DE DISEÑO.**

- 2.1 TIPOS DE ACCIONES, SEGÚN SU DURACIÓN
- 2.2 INTENSIDADES DE DISEÑO
- 2.3 COMBINACIONES DE ACCIONES

**CAPÍTULO 3.
CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.**

- 3.1 ESTADOS LÍMITE
- 3.2 RESISTENCIAS DE DISEÑO
 - 3.2.1 DEFINICIÓN
 - 3.2.2 DETERMINACIÓN DE RESISTENCIA DE DISEÑO.
- 3.3 CONDICIONES DE DISEÑO.
- 3.4 FACTORES DE CARGA

**CAPÍTULO 4.
ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.**

- 4.1 DESPLAZAMIENTOS
- 4.2 VIBRACIONES
- 4.3 OTROS ESTADOS LÍMITE

**CAPÍTULO 5.
ACCIONES PERMANENTES.**

- 5.1 CARGAS MUERTAS
 - 5.1.1 DEFINICIÓN Y EVALUACIÓN
 - 5.1.2 PESO MUERTO DE LOSAS DE CONCRETO
- 5.2 EMPUJES ESTÁTICOS DE TIERRAS Y LÍQUIDOS

**CAPITULO 6.
CARGAS VARIABLES.**

- 6.1 CARGAS VIVAS
 - 6.1.1 DEFINICIONES
 - 6.1.2 DISPOSICIONES GENERALES
 - 6.1.3 CARGAS VIVAS TRANSITORIAS
 - 6.1.4 CAMBIOS DE USO
- 6.2 CAMBIOS DE TEMPERATURA
- 6.3 DEFORMACIONES IMPUESTAS
- 6.4 VIBRACIONES DE MAQUINARIA

**TÍTULO VII.
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE
ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA
EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.**

NOTACION.

**CAPÍTULO 1.
CONSIDERACIONES GENERALES.**

- 1.1 ALCANCE
- 1.2 UNIDADES
- 1.3 OTROS TIPOS DE PIEZAS Y OTRAS MODALIDADES DE REFUERZO Y CONSTRUCCIÓN DE MUROS

**CAPÍTULO 2.
MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA.**

- 2.1 PIEZAS
 - 2.1.1 TIPOS DE PIEZAS
 - 2.1.1.1 PIEZAS MACIZAS
 - 2.1.1.2 PIEZAS HUECAS
 - 2.1.2 RESISTENCIA A COMPRESIÓN

- 2.2 CEMENTANTES
 - 2.2.1 CEMENTO HIDRÁULICO
 - 2.2.2 CEMENTO DE ALBAÑILERÍA
 - 2.2.3 CAL HIDRATADA
- 2.3 AGREGADOS PÉTREOS
- 2.4 AGUA DE MEZCLADO
- 2.5 MORTEROS
 - 2.5.1 RESISTENCIA A COMPRESIÓN
 - 2.5.2 MORTERO PARA PEGAR PIEZAS
 - 2.5.3 MORTEROS Y CONCRETOS DE RELLENO
- 2.6 ADITIVOS
- 2.7 ACERO DE REFUERZO
- 2.8 MAMPOSTERÍA
 - 2.8.1 RESISTENCIA A COMPRESIÓN
 - 2.8.1.1 ENSAYES DE PILAS CONSTRUIDAS CON LAS PIEZAS Y MORTEROS QUE SE EMPLEARÁN EN LA OBRA
 - 2.8.1.2 A PARTIR DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE LAS PIEZAS Y EL MORTERO
 - 2.8.1.3 VALORES INDICATIVOS
 - 2.8.2 RESISTENCIA A COMPRESIÓN DIAGONAL
 - 2.8.2.1 ENSAYES DE MURETES CONSTRUIDOS CON LAS PIEZAS Y MORTEROS QUE SE EMPLEARÁN EN LA OBRA
 - 2.8.2.2 VALORES INDICATIVOS
 - 2.8.3 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO
 - 2.8.4 RESISTENCIA A TENSIÓN
 - 2.8.5 MÓDULO DE ELASTICIDAD
 - 2.8.5.1 ENSAYES DE PILAS CONSTRUIDAS CON LAS PIEZAS Y MORTEROS QUE SE EMPLEARÁN EN LA OBRA
 - 2.8.5.2 DETERMINACIÓN A PARTIR DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA
 - 2.8.6 MÓDULO DE CORTANTE
 - 2.8.6.1 ENSAYES DE MURETES CONSTRUIDOS CON LAS PIEZAS Y MORTEROS QUE SE EMPLEARÁN EN LA OBRA
 - 2.8.6.2 DETERMINACIÓN A PARTIR DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LA MAMPOSTERÍA

CAPÍTULO 3. ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO.

- 3.1 CRITERIOS DE DISEÑO
 - 3.1.1 ESTADO LÍMITE DE FALLA
 - 3.1.2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO
 - 3.1.3 DISEÑO POR DURABILIDAD
 - 3.1.4 FACTORES DE RESISTENCIA
 - 3.1.4.1 EN MUROS SUJETOS A COMPRESIÓN AXIAL
 - 3.1.4.2 EN MUROS SUJETOS A FLEXOCOMPRESIÓN EN SU PLANO O A FLEXOCOMPRESIÓN FUERA DE SU PLANO
 - 3.1.4.3 EN MUROS SUJETOS A FUERZA CORTANTE
 - 3.1.5 CONTRIBUCIÓN DEL REFUERZO A LA RESISTENCIA A CARGAS VERTICALES
 - 3.1.6 HIPÓTESIS PARA LA OBTENCIÓN DE RESISTENCIAS DE DISEÑO A FLEXIÓN

- 3.1.7 RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERÍA A CARGAS LATERALES
- 3.1.8 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO
- 3.1.9 DISEÑO DE CIMENTACIONES
- 3.1.10 DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO Y TECHO
- 3.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS
 - 3.2.1 CRITERIO GENERAL
 - 3.2.2 ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES
 - 3.2.2.1 CRITERIO BÁSICO
 - 3.2.2.2 FUERZAS Y MOMENTOS DE DISEÑO
 - 3.2.2.3 FACTOR DE REDUCCIÓN POR LOS EFECTOS DE EXCENTRICIDAD Y ESBELTEZ
 - 3.2.2.4 EFECTO DE LAS RESTRICCIONES A LAS DEFORMACIONES LATERALES
 - 3.2.3 ANÁLISIS POR CARGAS LATERALES
 - 3.2.3.1 CRITERIO BÁSICO
 - 3.2.3.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICO Y ESTÁTICO
 - 3.2.3.3 MÉTODO SIMPLIFICADO
 - 3.2.4 ANÁLISIS POR TEMPERATURA
- 3.3 DETALLADO DEL REFUERZO
 - 3.3.1 GENERAL
 - 3.3.2 TAMAÑO DEL ACERO DE REFUERZO
 - 3.3.2.1 DIÁMETRO DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL
 - 3.3.2.2 DIÁMETRO DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL
 - 3.3.3 COLOCACIÓN Y SEPARACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL
 - 3.3.3.1 DISTANCIA LIBRE ENTRE BARRAS
 - 3.3.3.2 PAQUETES DE BARRAS
 - 3.3.3.3 ESPESOR DE MORTERO DE RELLENO Y REFUERZO
 - 3.3.4 PROTECCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO
 - 3.3.4.1 RECUBRIMIENTO EN CASTILLOS EXTERIORES Y DALAS
 - 3.3.4.2 RECUBRIMIENTO EN CASTILLOS INTERIORES Y EN MUROS CON REFUERZO INTERIOR
 - 3.3.4.3 RECUBRIMIENTO DE REFUERZO HORIZONTAL
 - 3.3.5 DOBLECES DEL REFUERZO
 - 3.3.5.1 EN BARRAS RECTAS
 - 3.3.5.2 EN ESTRIBOS
 - 3.3.5.3 EN GRAPAS
 - 3.3.6 ANCLAJE
 - 3.3.6.1 REQUISITOS GENERALES
 - 3.3.6.2 BARRAS RECTAS A TENSIÓN
 - 3.3.6.3 BARRAS A TENSIÓN CON DOBLECES A 90 Ó 180 GRADOS
 - 3.3.6.4 REFUERZO HORIZONTAL EN JUNTAS DE MORTERO
 - 3.3.6.5 MALLAS DE ALAMBRE SOLDADO
 - 3.3.6.6 UNIONES DE BARRAS

CAPÍTULO 4. MUROS DIAFRAGMA.

- 4.1 ALCANCE
- 4.2 FUERZAS DE DISEÑO
- 4.3 RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE EN EL PLANO
 - 4.3.1 FUERZA CORTANTE RESISTIDA POR LA MAMPOSTERÍA

- 4.3.2 FUERZA CORTANTE RESISTIDA POR EL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL
- 4.4 VOLTEO DEL MURO DIAFRAGMA
- 4.5 INTERACCIÓN MARCO–MURO DIAFRAGMA EN EL PLANO

CAPÍTULO 5. MAMPOSTERÍA CONFINADA.

- 5.1 ALCANCE
 - 5.1.1 CASTILLOS Y DALAS EXTERIORES
 - 5.1.2 MUROS CON CASTILLOS INTERIORES
 - 5.1.3 MUROS CON ABERTURAS
 - 5.1.4 ESPESOR Y RELACIÓN ALTURA A ESPESOR DE LOS MUROS
- 5.2 FUERZAS Y MOMENTOS DE DISEÑO
- 5.3 RESISTENCIA A COMPRESIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO
 - 5.3.1 RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE MUROS CONFINADOS
 - 5.3.2 RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO
 - 5.3.2.1 MÉTODO GENERAL DE DISEÑO
 - 5.3.2.2 MÉTODO OPTATIVO
- 5.4 RESISTENCIA A CARGAS LATERALES
 - 5.4.1 CONSIDERACIONES GENERALES
 - 5.4.2 FUERZA CORTANTE RESISTIDA POR LA MAMPOSTERÍA
 - 5.4.3 FUERZA CORTANTE RESISTIDA POR EL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL
 - 5.4.3.1 TIPOS DE ACERO DE REFUERZO
 - 5.4.3.2 SEPARACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL
 - 5.4.3.3 CUANTÍAS MÍNIMA Y MÁXIMA DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL
 - 5.4.3.4 DISEÑO DEL REFUERZO HORIZONTAL
 - 5.4.4 FUERZA CORTANTE RESISTIDA POR MALLA DE ALAMBRE SOLDADO RECUBIERTA DE MORTERO
 - 5.4.4.1 TIPO DE REFUERZO Y DE MORTERO
 - 5.4.4.2 CUANTÍAS MÍNIMA Y MÁXIMA DE REFUERZO
 - 5.4.4.3 DISEÑO DE LA MALLA

CAPÍTULO 6. MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE.

- 6.1 ALCANCE
 - 6.1.1 CUANTÍAS DE ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL Y VERTICAL
 - 6.1.2 TAMAÑO, COLOCACIÓN Y SEPARACIÓN DEL REFUERZO
 - 6.1.2.1 REFUERZO VERTICAL
 - 6.1.2.2 REFUERZO EN LOS EXTREMOS DE MUROS
 - 6.1.3 MORTERO Y CONCRETO DE RELLENO
 - 6.1.4 ANCLAJE DEL REFUERZO HORIZONTAL Y VERTICAL
 - 6.1.5 MUROS TRANSVERSALES
 - 6.1.6 MUROS CON ABERTURAS
 - 6.1.7 ESPESOR Y RELACIÓN ALTURA A ESPESOR DE LOS MUROS
 - 6.1.8 PRETILES
 - 6.1.9 SUPERVISIÓN
- 6.2 FUERZAS Y MOMENTOS DE DISEÑO

- 6.3 RESISTENCIA A COMPRESIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO
 - 6.3.1 RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE MAMPOSTERÍA CON REFUERZO INTERIOR
 - 6.3.2 RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO
 - 6.3.2.1 MÉTODO GENERAL DE DISEÑO
 - 6.3.2.2 MÉTODO OPTATIVO
- 6.4 RESISTENCIA A CARGAS LATERALES
 - 6.4.1 CONSIDERACIONES GENERALES
 - 6.4.2 FUERZA CORTANTE RESISTIDA POR LA MAMPOSTERÍA
 - 6.4.3 FUERZA CORTANTE RESISTIDA POR EL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL
 - 6.4.3.1 TIPOS DE ACERO DE REFUERZO
 - 6.4.3.2 SEPARACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL
 - 6.4.3.3 CUANTÍAS MÍNIMA Y MÁXIMA DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL
 - 6.4.3.4 DISEÑO DEL REFUERZO HORIZONTAL

CAPÍTULO 7. MAMPOSTERÍA NO CONFINADA NI REFORZADA.

- 7.1 ALCANCE
- 7.2 FUERZAS Y MOMENTOS DE DISEÑO
- 7.3 REFUERZO POR INTEGRIDAD ESTRUCTURAL
 - 7.3.1 REFUERZO VERTICAL
 - 7.3.2 REFUERZO HORIZONTAL
 - 7.3.3 REFUERZO TRANSVERSAL
- 7.4 RESISTENCIA A COMPRESIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO
 - 7.4.1 RESISTENCIA A COMPRESIÓN
 - 7.4.2 RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN
- 7.5 RESISTENCIA A CARGAS LATERALES

CAPÍTULO 8. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES.

- 8.1 ALCANCE
- 8.2 MATERIALES
 - 8.2.1 PIEDRAS
 - 8.2.2 MORTEROS
- 8.3 DISEÑO
 - 8.3.1 ESFUERZOS RESISTENTES DE DISEÑO
 - 8.3.2 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA
- 8.4 CIMIENTOS
- 8.5 MUROS DE CONTENCIÓN

CAPÍTULO 9. CONSTRUCCIÓN.

- 9.1 PLANOS DE CONSTRUCCIÓN
- 9.2 CONSTRUCCIÓN DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS ARTIFICIALES
 - 9.2.1 MATERIALES
 - 9.2.1.1 PIEZAS
 - 9.2.1.2 MORTEROS

- 9.2.1.3 CONCRETOS
- 9.2.2 PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN
 - 9.2.2.1 JUNTAS DE MORTERO
 - 9.2.2.2 APAREJO
 - 9.2.2.3 CONCRETO Y MORTERO DE RELLENO
 - 9.2.2.4 REFUERZO
 - 9.2.2.5 TUBERÍAS Y DUCTOS
 - 9.2.2.6 CONSTRUCCIÓN DE MUROS
 - 9.2.2.7 TOLERANCIAS
- 9.3 CONSTRUCCIÓN DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES
 - 9.3.1 PIEDRAS
 - 9.3.2 MORTERO
 - 9.3.3 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
- 9.4 CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

**CAPÍTULO 10.
INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA.**

- 10.1 INSPECCIÓN
 - 10.1.1 ANTES DE LA CONSTRUCCIÓN DE MUROS DE MAMPOSTERÍA
 - 10.1.2 DURANTE LA CONSTRUCCIÓN
- 10.2 CONTROL DE OBRA
 - 10.2.1 ALCANCE
 - 10.2.2 MUESTREO Y ENSAYES
 - 10.2.2.1 MORTERO PARA PEGAR PIEZAS
 - 10.2.2.2 MORTERO Y CONCRETO DE RELLENO
 - 10.2.2.3 MAMPOSTERÍA
 - 10.2.2.4 PENETRACIÓN DEL MORTERO EN PIEZAS MULTIPERFORADAS
 - 10.2.3 CRITERIO DE ACEPTACIÓN
 - 10.2.3.1 DE MORTEROS Y MAMPOSTERÍA
 - 10.2.3.2 DE LA PENETRACIÓN DEL MORTERO EN PIEZAS MULTIPERFORADAS
- 10.3 INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA DE EDIFICACIONES EN REHABILITACIÓN

**CAPÍTULO 11.
EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN.**

- 11.1 ALCANCE
- 11.2 EVALUACIÓN
 - 11.2.1 NECESIDAD DE EVALUACIÓN
 - 11.2.2 PROCESO DE EVALUACIÓN
 - 11.2.3 INVESTIGACIÓN Y DOCUMENTACIÓN DE LA EDIFICACIÓN Y DE LAS ACCIONES QUE LA DAÑARON
 - 11.2.3.1 INFORMACIÓN BÁSICA
 - 11.2.3.2 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES
 - 11.2.4 CLASIFICACIÓN DEL DAÑO EN LOS ELEMENTOS DE LA EDIFICACIÓN
 - 11.2.4.1 MODO DE COMPORTAMIENTO
 - 11.2.4.2 MAGNITUD DE DAÑO
 - 11.2.5 EVALUACIÓN DEL IMPACTO DE ELEMENTOS DAÑADOS EN EL COMPORTAMIENTO DE LA EDIFICACIÓN

- 11.2.5.1 IMPACTO DEL DAÑO
- 11.2.5.2 EDIFICACIÓN SIN DAÑO ESTRUCTURAL
- 11.2.5.3 CAPACIDAD REMANENTE
- 11.2.5.4 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- 11.2.5.5 CONSIDERACIONES PARA EVALUAR LA SEGURIDAD
- ESTRUCTURAL
- 11.2.6 DETERMINACIÓN DE LA NECESIDAD DE REHABILITACIÓN
 - 11.2.6.1 DAÑO LIGERO
 - 11.2.6.2 DAÑO MAYOR
- 11.3 REHABILITACIÓN
 - 11.3.1 APUNTALAMIENTO, REHABILITACIÓN TEMPORAL Y DEMOLICIÓN
 - 11.3.1.1 CONTROL DEL ACCESO
 - 11.3.1.2 REHABILITACIÓN TEMPORAL
 - 11.3.1.3 SEGURIDAD DURANTE LA REHABILITACIÓN
 - 11.3.2 CONEXIÓN ENTRE ELEMENTOS EXISTENTES Y MATERIALES O ELEMENTOS NUEVOS
 - 11.3.3 REPARACIÓN DE ELEMENTOS
 - 11.3.3.1 ALCANCE
 - 11.3.3.2 REEMPLAZO DE PIEZAS, MORTERO, BARRAS Y CONCRETO DAÑADOS
 - 11.3.3.3 REPARACIÓN DE GRIETAS
 - 11.3.3.4 REPARACIÓN DE DAÑOS DEBIDOS A CORROSIÓN
 - 11.3.4 REFUERZO
 - 11.3.4.1 GENERALIDADES
 - 11.3.4.2 ENCAMISADO DE ELEMENTOS DE CONCRETO Y DE MAMPOSTERÍA
 - 11.3.4.3 ADICIÓN DE ELEMENTOS CONFINANTES DE CONCRETO
 - REFORZADO
 - 11.3.4.4 ADICIÓN O RETIRO DE MUROS
 - 11.3.5 CONSTRUCCIÓN, SUPERVISIÓN Y CONTROL DE CALIDAD

CAPÍTULO 12.

APÉNDICE NORMATIVO A – CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS A BASE DE MAMPOSTERÍA DISEÑADOS POR SISMO.

- 12.1 DEFINICIONES
- 12.2 NOTACIÓN
- 12.3 ALCANCE
- 12.4 CRITERIO DE DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES
- 12.5 ESPECÍMENES DE PRUEBAS
- 12.6 LABORATORIO
- 12.7 PROTOCOLO DE ENSAYO
- 12.8 INFORME DE PRUEBAS
- 12.9 CRITERIO DE ACEPTACIÓN

TÍTULO VIII.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA.

NOTACION.

CAPÍTULO 1.

CONSIDERACIONES GENERALES

- 1.1 ALCANCE
- 1.2 UNIDADES
- 1.3 CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL
- 1.4 DIMENSIONES
- 1.5 CONTENIDO DE HUMEDAD
- 1.6 ANCHOS DE CUBIERTA A CONSIDERAR PARA SOPORTE DE CARGAS CONCENTRADAS
- 1.7 CARGAS VIVAS CONCENTRADAS PARA DISEÑO DE PISOS DE MADERA

CAPÍTULO 2.

PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO.

- 2.1 MÉTODOS DE DISEÑO
- 2.2 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y RIGIDECES
- 2.3 FACTORES DE RESISTENCIA
- 2.4 VALORES MODIFICADOS DE RESISTENCIAS Y RIGIDECES
 - 2.4.1 FACTORES DE MODIFICACIÓN PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA
 - 2.4.2 FACTORES DE MODIFICACIÓN PARA UNIONES
- 2.5 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS DE MADERA
- 2.6 ENCHARCAMIENTO EN TECHOS PLANOS

CAPÍTULO 3.

RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA.

- 3.1 MIEMBROS EN TENSIÓN
- 3.2 MIEMBROS BAJO CARGAS TRANSVERSALES
 - 3.2.1 REQUISITOS GENERALES
 - 3.2.1.1 CLARO DE CÁLCULO
 - 3.2.1.2 RECORTES
 - 3.2.2 RESISTENCIA A FLEXIÓN
 - 3.2.3 ESTABILIDAD LATERAL
 - 3.2.3.1 REQUISITOS GENERALES
 - 3.2.3.2 CÁLCULO DEL FACTOR DE ESTABILIDAD LATERAL, F
 - 3.2.4 RESISTENCIA A CORTANTE
 - 3.2.4.1 SECCIÓN CRÍTICA
 - 3.2.4.2 RESISTENCIA A CORTANTE DE DISEÑO
 - 3.2.4.3 FACTOR DE RECORTE, KR
- 3.3 MIEMBROS SUJETOS A COMBINACIONES DE MOMENTO Y CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN
 - 3.3.1 REQUISITO GENERAL
 - 3.3.2 RESISTENCIA A CARGA AXIAL
 - 3.3.3 EFECTOS DE ESBELTEZ
 - 3.3.3.1 LONGITUD SIN SOPORTE LATERAL
 - 3.3.3.2 LONGITUD EFECTIVA
 - 3.3.3.3 LIMITACIONES
 - 3.3.4 FÓRMULA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN UNIAXIAL
 - 3.3.5 DETERMINACIÓN DEL MOMENTO AMPLIFICADO EN MIEMBROS RESTRINGIDOS

- LATERALMENTE
- 3.3.6 MOMENTOS EN LOS EXTREMOS
- 3.3.7 MOMENTOS DEBIDOS A ENCORVADURA
- 3.3.8 FÓRMULA DE INTERACCIÓN PARA FLEXIÓN BIAxIAL
- 3.4 MIEMBROS SUJETOS A COMBINACIONES DE MOMENTO Y CARGA AXIAL DE TENSIÓN
 - 3.4.1 MOMENTO UNIAXIAL Y TENSIÓN
 - 3.4.2 MOMENTO BIAxIAL Y TENSIÓN
- 3.5 COMPRESIÓN O APLASTAMIENTO ACTUANDO CON UN ÁNGULO Q RESPECTO A LA FIBRA DE LA MADERA DIFERENTE DE 0°
 - 3.5.1 RESISTENCIA A COMPRESIÓN PERPENDICULAR A LA FIBRA (Q=90°)
 - 3.5.2 EFECTO DEL TAMAÑO DE LA SUPERFICIE DE APOYO
 - 3.5.3 CARGAS APLICADAS A UN ÁNGULO Q CON RESPECTO A LA DIRECCIÓN DE LA FIBRA

**CAPÍTULO 4.
RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA.**

- 4.1 REQUISITOS DEL MATERIAL
- 4.2 ORIENTACIÓN DE LOS ESFUERZOS
- 4.3 RESISTENCIA A CARGA AXIAL
 - 4.3.1 RESISTENCIA A TENSIÓN
 - 4.3.2 RESISTENCIA A COMPRESIÓN
 - 4.3.3 RESISTENCIA A TENSIÓN O COMPRESIÓN A UN ÁNGULO Q CON LA FIBRA DE LAS CHAPAS EXTERIORES
- 4.4 PLACAS EN FLEXIÓN
 - 4.4.1 FLEXIÓN CON CARGAS NORMALES AL PLANO DE LA PLACA 71
 - 4.4.2 FLEXIÓN CON CARGAS EN EL PLANO DE LA PLACA
- 4.5 RESISTENCIA A CORTANTE
 - 4.5.1 CORTANTE EN EL PLANO DE LAS CHAPAS DEBIDO A FLEXIÓN
 - 4.5.2 CORTANTE A TRAVÉS DEL GROSOR
- 4.6 APLASTAMIENTO

**CAPÍTULO 5.
DEFLEXIONES.**

- 5.1 MADERA MACIZA
- 5.2 MADERA CONTRACHAPADA

**CAPÍTULO 6.
ELEMENTOS DE UNIÓN.**

- 6.1 CONSIDERACIONES GENERALES
 - 6.1.1 ALCANCE
 - 6.1.2 RESISTENCIA A CORTANTE
- 6.2 CLAVOS
 - 6.2.1 ALCANCE
 - 6.2.2 CONFIGURACIÓN DE LAS UNIONES
 - 6.2.3 DIMENSIONAMIENTO DE UNIONES CLAVADAS CON MADERA MACIZA
 - 6.2.3.1 RESISTENCIA LATERAL

- 6.2.3.2 RESISTENCIA A EXTRACCIÓN DE CLAVOS LANCEROS
- 6.2.4 DIMENSIONAMIENTO DE UNIONES CLAVADAS CON MADERA CONTRACHAPADA
- 6.3 PERNOS Y PIJAS
 - 6.3.1 REQUISITOS COMUNES
 - 6.3.1.1 CONTACTO ENTRE LAS PIEZAS UNIDAS
 - 6.3.1.2 AGUJEROS
 - 6.3.1.3 GRUPOS DE ELEMENTOS DE UNIÓN
 - 6.3.1.4 RONDANAS
 - 6.3.2 REQUISITOS PARTICULARES PARA PERNOS
 - 6.3.2.1 CONSIDERACIONES GENERALES
 - 6.3.2.2 GROSORES EFECTIVOS DE LAS PIEZAS
 - 6.3.2.3 ESPACIAMIENTO ENTRE PERNOS
 - 6.3.3 RESISTENCIA DE UNIONES CON PERNOS
 - 6.3.3.1 RESISTENCIA LATERAL
 - 6.3.3.2 RESISTENCIA A CARGAS LATERALES Y AXIALES COMBINADAS
 - 6.3.4 REQUISITOS PARTICULARES PARA PIJAS
 - 6.3.4.1 CONSIDERACIONES GENERALES
 - 6.3.4.2 COLOCACIÓN DE LAS PIJAS EN LAS UNIONES
 - 6.3.4.3 PENETRACIÓN DE LAS PIJAS
 - 6.3.5 RESISTENCIA DE UNIONES CON PIJAS
 - 6.3.5.1 RESISTENCIA A LA EXTRACCIÓN
 - 6.3.5.2 RESISTENCIA LATERAL
- 6.4 UNIONES CON PLACAS DENTADAS O PERFORADAS
 - 6.4.1 CONSIDERACIONES GENERALES
 - 6.4.2 DIMENSIONAMIENTO

CAPÍTULO 7. EJECUCIÓN DE OBRAS.

- 7.1 CONSIDERACIONES GENERALES
- 7.2 NORMAS DE CALIDAD
- 7.3 CONTENIDO DE HUMEDAD
- 7.4 PROTECCIÓN A LA MADERA
- 7.5 PENDIENTE MÍNIMA DE LOS TECHOS
- 7.6 TOLERANCIAS
- 7.7 TRANSPORTE Y MONTAJE

CAPÍTULO 8. RESISTENCIA AL FUEGO.

- 8.1 MEDIDAS DE PROTECCIÓN CONTRA FUEGO
 - 8.1.1 AGRUPAMIENTO Y DISTANCIAS MÍNIMAS EN RELACIÓN A PROTECCIÓN CONTRA EL FUEGO EN VIVIENDAS DE MADERA
 - 8.1.2 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS
 - 8.1.3 CARACTERÍSTICAS DE QUEMADO SUPERFICIAL DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
- 8.2 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y EJECUCIÓN DE UNIONES
 - 8.2.1 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES AISLADOS
 - 8.2.2 EJECUCIÓN DE UNIONES

CAPÍTULO 9.

APENDICE A – PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCIÓN PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA.

- 1.1 APLICACIÓN
- 1.2 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

CAPÍTULO 10. REFERENCIAS.

TÍTULO IX. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

NOTACION.

CAPÍTULO 1. CONSIDERACIONES GENERALES.

- 1.1 ALCANCE
- 1.2 UNIDADES
- 1.3 CRITERIOS DE DISEÑO
 - 1.3.1 ESTADOS LÍMITE DE FALLA
 - 1.3.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
 - 1.3.3 DISEÑO POR DURABILIDAD
 - 1.3.4 DISEÑO POR SISMO
- 1.4 ANÁLISIS
 - 1.4.1 ASPECTOS GENERALES
 - 1.4.2 EFECTOS DE ESBELTEZ
 - 1.4.2.1 CONCEPTOS PRELIMINARES
 - 1.4.2.2 MÉTODO DE AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS FLEXIONANTES
 - 1.4.2.3 ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN
- 1.5 MATERIALES
 - 1.5.1 CONCRETO
 - 1.5.1.1 MATERIALES COMPONENTES PARA CONCRETOS CLASE 1 Y 2
 - 1.5.1.2 RESISTENCIA A COMPRESIÓN
 - 1.5.1.3 RESISTENCIA A TENSIÓN
 - 1.5.1.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD
 - 1.5.1.5 CONTRACCIÓN POR SECADO
 - 1.5.1.6 DEFORMACIÓN DIFERIDA
 - 1.5.2 ACERO
- 1.6 DIMENSIONES DE DISEÑO
- 1.7 FACTORES DE RESISTENCIA

CAPÍTULO 2. ESTADOS LÍMITE DE FALLA.

- 2.1 HIPÓTESIS PARA LA OBTENCIÓN DE RESISTENCIAS DE DISEÑO A FLEXIÓN, CARGA AXIAL Y FLEXOCOMPRESIÓN
- 2.2 FLEXIÓN
 - 2.2.1 REFUERZO MÍNIMO
 - 2.2.2 REFUERZO MÁXIMO
 - 2.2.3 SECCIONES L Y T
 - 2.2.4 FÓRMULAS PARA CALCULAR RESISTENCIAS
 - 2.2.5 RESISTENCIA A FLEXIÓN DE VIGAS DIAFRAGMA
- 2.3 FLEXOCOMPRESIÓN
 - 2.3.1 EXCENTRICIDAD MÍNIMA
 - 2.3.2 COMPRESIÓN Y FLEXIÓN EN DOS DIRECCIONES
- 2.4 APLASTAMIENTO
- 2.5 FUERZA CORTANTE
 - 2.5.1 FUERZA CORTANTE QUE TOMA EL CONCRETO, VCR
 - 2.5.1.1 VIGAS SIN PRESFUERZO
 - 2.5.1.2 ELEMENTOS ANCHOS
 - 2.5.1.3 MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL
 - 2.5.1.4 MIEMBROS DE CONCRETO PRESFORZADO
 - 2.5.2 REFUERZO POR TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS Y COLUMNAS SIN PRESFUERZO
 - 2.5.2.1 REQUISITOS GENERALES
 - 2.5.2.2 REFUERZO MÍNIMO
 - 2.5.2.3 SEPARACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL
 - 2.5.2.4 LIMITACIÓN PARA VU
 - 2.5.2.5 FUERZA CORTANTE QUE TOMA UN SOLO ESTRIBO O GRUPO DE BARRAS PARALELAS DOBLADAS
 - 2.5.3 REFUERZO POR TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS PRESFORZADAS
 - 2.5.3.1 REQUISITOS GENERALES
 - 2.5.3.2 REFUERZO MÍNIMO
 - 2.5.3.3 FUERZA CORTANTE QUE TOMA EL REFUERZO TRANSVERSAL
 - 2.5.4 PROXIMIDAD A REACCIONES Y CARGAS CONCENTRADAS
 - 2.5.5 VIGAS CON TENSIONES PERPENDICULARES A SU EJE
 - 2.5.6 INTERRUPCIÓN Y TRASLAPE DEL REFUERZO LONGITUDINAL
 - 2.5.7 FUERZA CORTANTE EN VIGAS DIAFRAGMA
 - 2.5.7.1 SECCIÓN CRÍTICA
 - 2.5.7.2 REFUERZO MÍNIMO
 - 2.5.7.3 FUERZA CORTANTE QUE TOMA EL REFUERZO TRANSVERSAL
 - 2.5.7.4 LIMITACIÓN PARA VU
 - 2.5.8 REFUERZO LONGITUDINAL EN TRABES
 - 2.5.9 FUERZA CORTANTE EN LOSAS Y ZAPATAS
 - 2.5.9.1 SECCIÓN CRÍTICA
 - 2.5.9.2 ESFUERZO CORTANTE DE DISEÑO
 - 2.5.9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DEL CONCRETO
 - 2.5.9.4 REFUERZO MÍNIMO
 - 2.5.9.5 REFUERZO NECESARIO PARA RESISTIR LA FUERZA CORTANTE
 - 2.5.10 RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE POR FRICCIÓN
 - 2.5.10.1 REQUISITOS GENERALES
 - 2.5.10.2 RESISTENCIA DE DISEÑO
 - 2.5.10.3 TENSIONES NORMALES AL PLANO CRÍTICO
- 2.6 TORSIÓN
 - 2.6.1 ELEMENTOS EN LOS QUE SE PUEDEN DESPRECIAR LOS EFECTOS DE TORSIÓN.

- 2.6.2 CÁLCULO DEL MOMENTO TORSIONANTE DE DISEÑO, TU
 - 2.6.2.1 CUANDO AFECTA DIRECTAMENTE AL EQUILIBRIO
 - 2.6.2.2 CUANDO NO AFECTA DIRECTAMENTE AL EQUILIBRIO
 - 2.6.2.3 CUANDO PASA DE UNA CONDICIÓN ISOSTÁTICA A HIPERESTÁTICA
- 2.6.3 RESISTENCIA A TORSIÓN
 - 2.6.3.1 DIMENSIONES MÍNIMAS
 - 2.6.3.2 REFUERZO POR TORSIÓN
 - 2.6.3.3 DETALLES DEL REFUERZO
 - 2.6.3.4 REFUERZO MÍNIMO POR TORSIÓN
 - 2.6.3.5 SEPARACIÓN DEL REFUERZO POR TORSIÓN

CAPÍTULO 3. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

- 3.1 ESFUERZOS BAJO CONDICIONES DE SERVICIO
- 3.2 DEFLEXIONES
 - 3.2.1 DEFLEXIONES EN ELEMENTOS NO PRESFORZADOS QUE TRABAJAN EN UNA DIRECCIÓN
 - 3.2.1.1 DEFLEXIONES INMEDIATAS
 - 3.2.1.2 DEFLEXIONES DIFERIDAS
- 3.3 AGRIETAMIENTO EN ELEMENTOS NO PRESFORZADOS QUE TRABAJAN EN UNA DIRECCIÓN

CAPÍTULO 4. DISEÑO POR DURABILIDAD.

- 4.1 DISPOSICIONES GENERALES
 - 4.1.1 REQUISITOS BÁSICOS
 - 4.1.2 REQUISITO COMPLEMENTARIO
- 4.1.3 TIPOS DE CEMENTO
- 4.2 CLASIFICACIÓN DE EXPOSICIÓN
- 4.3 REQUISITOS PARA CONCRETOS CON CLASIFICACIONES DE EXPOSICIÓN A1 Y A2
- 4.4 REQUISITOS PARA CONCRETOS CON CLASIFICACIONES DE EXPOSICIÓN B1, B2 Y C
- 4.5 REQUISITOS PARA CONCRETOS CON CLASIFICACIÓN DE EXPOSICIÓN D
- 4.6 REQUISITOS PARA CONCRETOS EXPUESTOS A SULFATOS
- 4.7 REQUISITOS ADICIONALES PARA RESISTENCIA A LA ABRASIÓN
- 4.8 RESTRICCIONES SOBRE EL CONTENIDO DE QUÍMICOS CONTRA LA CORROSIÓN
 - 4.8.1 RESTRICCIONES SOBRE EL ION CLORURO PARA PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN
 - 4.8.2 RESTRICCIÓN EN EL CONTENIDO DE SULFATO
 - 4.8.3 RESTRICCIONES SOBRE OTRAS SALES
- 4.9 REQUISITOS PARA EL RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO
 - 4.9.1 DISPOSICIÓN GENERAL
 - 4.9.2 RECUBRIMIENTO NECESARIO EN CUANTO A LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO
 - 4.9.3 RECUBRIMIENTO PARA PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN
- 4.10 REACCIÓN ÁLCALI-AGREGADO

**CAPÍTULO 5.
REQUISITOS COMPLEMENTARIOS.**

- 5.1 ANCLAJE
 - 5.1.1 REQUISITO GENERAL
 - 5.1.2 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS A TENSIÓN
 - 5.1.2.1 BARRAS RECTAS
 - 5.1.2.2 BARRAS CON DOBLECES
 - 5.1.3 LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS A COMPRESIÓN
 - 5.1.4 VIGAS Y MUROS
 - 5.1.4.1 REQUISITOS GENERALES
 - 5.1.4.2 REQUISITOS ADICIONALES
 - 5.1.5 COLUMNAS
 - 5.1.6 ANCLAJES MECÁNICOS
 - 5.1.7 ANCLAJE DEL REFUERZO TRANSVERSAL
 - 5.1.8 ANCLAJE DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO
- 5.2 REVESTIMIENTOS
- 5.3 TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADOS
- 5.4 PAQUETES DE BARRAS
- 5.5 DOBLECES DEL REFUERZO
- 5.6 UNIONES DE BARRAS
 - 5.6.1 UNIONES DE BARRAS SUJETAS A TENSIÓN
 - 5.6.1.1 REQUISITOS GENERALES
 - 5.6.1.2 TRASLAPE
 - 5.6.1.3 UNIONES SOLDADAS O MECÁNICAS
 - 5.6.2 UNIONES DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO
 - 5.6.3 UNIONES DE BARRAS SUJETAS A COMPRESIÓN
- 5.7 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS
- 5.8 INCLUSIONES
- 5.9 SEPARACIÓN ENTRE BARRAS DE REFUERZO

**CAPÍTULO 6.
DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES.**

- 6.1 VIGAS
 - 6.1.1 REQUISITOS GENERALES
 - 6.1.2 PANDEO LATERAL
 - 6.1.3 REFUERZO COMPLEMENTARIO EN LAS PAREDES DE LAS VIGAS
 - 6.1.4 VIGAS DIAFRAGMA
 - 6.1.4.1 DISPOSICIÓN DEL REFUERZO POR FLEXIÓN
 - 6.1.4.2 REVISIÓN DE LAS ZONAS A COMPRESIÓN
 - 6.1.4.3 DISPOSICIÓN DEL REFUERZO POR FUERZA CORTANTE
 - 6.1.4.4 DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS
 - 6.1.4.5 VIGAS DIAFRAGMA QUE UNEN MUROS SUJETOS A FUERZAS HORIZONTALES EN SU PLANO (VIGAS DE ACOPLAMIENTO)
 - 6.1.5 VIGAS DE SECCIÓN COMPUESTA
 - 6.1.5.1 CONCEPTOS GENERALES
 - 6.1.5.2 EFECTOS DE LA FUERZA CORTANTE HORIZONTAL
 - 6.1.5.3 EFECTOS DE LA FUERZA CORTANTE VERTICAL
- 6.2 COLUMNAS
 - 6.2.1 GEOMETRÍA

- 6.2.2 REFUERZO MÍNIMO Y MÁXIMO
- 6.2.3 REQUISITOS PARA REFUERZO TRANSVERSAL
 - 6.2.3.1 CRITERIO GENERAL
 - 6.2.3.2 SEPARACIÓN
 - 6.2.3.3 DETALLADO
- 6.2.4 COLUMNAS ZUNCHADAS
- 6.2.5 RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE COLUMNAS
 - 6.2.5.1 RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE EN UNIONES VIGA–COLUMNA
- 6.2.6 DETALLES DEL REFUERZO EN INTERSECCIONES CON VIGAS O LOSAS
- 6.3 LOSAS
 - 6.3.1 DISPOSICIONES GENERALES
 - 6.3.1.1 MÉTODO DE ANÁLISIS
 - 6.3.1.2 LOSAS ENCASETONADAS
 - 6.3.2 LOSAS QUE TRABAJAN EN UNA DIRECCIÓN
 - 6.3.3 LOSAS APOYADAS EN SU PERÍMETRO
 - 6.3.3.1 MOMENTOS FLEXIONANTES DEBIDOS A CARGAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS
 - 6.3.3.2 SECCIONES CRÍTICAS Y FRANJAS DE REFUERZO
 - 6.3.3.3 DISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS FLEXIONANTES ENTRE TABLEROS ADYACENTES
 - 6.3.3.4 DISPOSICIONES SOBRE EL REFUERZO
 - 6.3.3.5 PERALTE MÍNIMO
 - 6.3.3.6 REVISIÓN DE LA RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE
 - 6.3.4 CARGAS LINEALES
 - 6.3.5 CARGAS CONCENTRADAS
 - 6.3.6 LOSAS ENCASETONADAS
- 6.4 ZAPATAS
 - 6.4.1 DISEÑO POR FLEXIÓN
 - 6.4.2 DISEÑO POR CORTANTE
 - 6.4.3 ANCLAJE
 - 6.4.4 DISEÑO POR APLASTAMIENTO
 - 6.4.5 ESPESOR MÍNIMO DE ZAPATAS DE CONCRETO REFORZADO
- 6.5 MUROS
 - 6.5.1 MUROS SUJETOS SOLAMENTE A CARGAS VERTICALES AXIALES O EXCÉNTRICAS
 - 6.5.1.1 ANCHO EFECTIVO ANTE CARGAS CONCENTRADAS
 - 6.5.1.2 REFUERZO MÍNIMO
 - 6.5.2 MUROS SUJETOS A FUERZAS HORIZONTALES EN SU PLANO
 - 6.5.2.1 ALCANCES Y REQUISITOS GENERALES
 - 6.5.2.2 MOMENTOS FLEXIONANTES DE DISEÑO
 - 6.5.2.3 FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN
 - 6.5.2.4 ELEMENTOS DE REFUERZO EN LOS EXTREMOS DE MUROS
 - 6.5.2.5 FUERZA CORTANTE
 - 6.5.2.6 MUROS ACOPLADOS
- 6.6 DIAFRAGMAS Y ELEMENTOS A COMPRESIÓN DE CONTRAVENTEOS
 - 6.6.1 ALCANCE
 - 6.6.2 FIRMES COLADOS SOBRE ELEMENTOS PREFABRICADOS
 - 6.6.3 ESPESOR MÍNIMO DEL FIRME
 - 6.6.4 DISEÑO
 - 6.6.5 REFUERZO
 - 6.6.6 ELEMENTOS DE REFUERZO EN LOS EXTREMOS
- 6.7 ARCOS, CASCARONES Y LOSAS PLEGADAS

- 6.7.1 ANÁLISIS
- 6.7.2 SIMPLIFICACIONES EN EL ANÁLISIS DE CASCARONES Y LOSAS PLEGADAS

- 6.7.3 DIMENSIONAMIENTO
- 6.8 ARTICULACIONES PLÁSTICAS EN VIGAS, COLUMNAS Y ARCOS
- 6.9 MÉNSULAS
 - 6.9.1 REQUISITOS GENERALES
 - 6.9.2 DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO
 - 6.9.3 DETALLADO DEL REFUERZO
 - 6.9.4 ÁREA DE APOYO

**CAPÍTULO 7.
MARCOS DÚCTILES.**

- 7.1 REQUISITOS GENERALES
 - 7.1.1 ESTRUCTURAS DISEÑADAS CON Q IGUAL A 4
 - 7.1.2 ESTRUCTURAS DISEÑADAS CON Q IGUAL A 3
 - 7.1.3 MIEMBROS ESTRUCTURALES DE CIMENTACIONES
 - 7.1.4 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS
 - 7.1.5 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS MATERIALES
 - 7.1.6 UNIONES SOLDADAS DE BARRAS
 - 7.1.7 DISPOSITIVOS MECÁNICOS PARA UNIR BARRAS
- 7.2 MIEMBROS A FLEXIÓN
 - 7.2.1 REQUISITOS GEOMÉTRICOS
 - 7.2.2 REFUERZO LONGITUDINAL
 - 7.2.3 REFUERZO TRANSVERSAL PARA CONFINAMIENTO
 - 7.2.4 REQUISITOS PARA FUERZA CORTANTE
 - 7.2.4.1 FUERZA CORTANTE DE DISEÑO
 - 7.2.4.2 REFUERZO TRANSVERSAL PARA FUERZA CORTANTE
- 7.3 MIEMBROS A FLEXOCOMPRESIÓN
 - 7.3.1 REQUISITOS GEOMÉTRICOS
 - 7.3.2 RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE COLUMNAS
 - 7.3.2.1 PROCEDIMIENTO GENERAL
 - 7.3.2.2 PROCEDIMIENTO OPTATIVO
 - 7.3.3 REFUERZO LONGITUDINAL
 - 7.3.4 REFUERZO TRANSVERSAL
 - 7.3.5 REQUISITOS PARA FUERZA CORTANTE
 - 7.3.5.1 CRITERIO Y FUERZA DE DISEÑO
 - 7.3.5.2 CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO A LA RESISTENCIA
 - 7.3.5.3 REFUERZO TRANSVERSAL POR CORTANTE
- 7.4 UNIONES VIGA–COLUMNA
 - 7.4.1 REQUISITOS GENERALES
 - 7.4.2 REFUERZO TRANSVERSAL HORIZONTAL
 - 7.4.3 REFUERZO TRANSVERSAL VERTICAL
 - 7.4.4 RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE
 - 7.4.5 ANCLAJE DEL REFUERZO LONGITUDINAL
 - 7.4.5.1 BARRAS QUE TERMINAN EN EL NUDO
 - 7.4.5.2 BARRAS CONTINUAS A TRAVÉS DEL NUDO
- 7.5 CONEXIONES VIGA–COLUMNA CON ARTICULACIONES ALEJADAS DE LA CARA DE LA COLUMNA
 - 7.5.1 REQUISITOS GENERALES
 - 7.5.2 REFUERZO LONGITUDINAL DE LAS VIGAS

- 7.5.3 RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE COLUMNAS
- 7.5.4 UNIONES VIGA–COLUMNNA

CAPÍTULO 8. LOSAS PLANAS.

- 8.1 REQUISITOS GENERALES
- 8.2 SISTEMAS LOSA PLANA–COLUMNAS PARA RESISTIR SISMO
- 8.3 ANÁLISIS
 - 8.3.1 CONSIDERACIONES GENERALES
 - 8.3.2 ANÁLISIS APROXIMADO POR CARGA VERTICAL
 - 8.3.2.1 ESTRUCTURAS SIN CAPITELES NI ÁBACOS
 - 8.3.2.2 ESTRUCTURAS CON CAPITELES Y ÁBACOS
 - 8.3.3 ANÁLISIS APROXIMADO ANTE FUERZAS LATERALES
 - 8.3.3.1 ESTRUCTURAS SIN CAPITELES NI ÁBACOS
 - 8.3.3.2 ESTRUCTURAS CON CAPITELES Y ÁBACOS
- 8.4 TRANSMISIÓN DE MOMENTO ENTRE LOSA Y COLUMNAS
- 8.5 DIMENSIONAMIENTO DEL REFUERZO PARA FLEXIÓN
- 8.6 DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS SOBRE EL REFUERZO
- 8.7 SECCIONES CRÍTICAS PARA MOMENTO
- 8.8 DISTRIBUCIÓN DE LOS MOMENTOS EN LAS FRANJAS
- 8.9 EFECTO DE LA FUERZA CORTANTE
- 8.10 PERALTES MÍNIMOS
- 8.11 DIMENSIONES DE LOS ÁBACOS
- 8.12 ABERTURAS

CAPÍTULO 9. CONCRETO PRESFORZADO.

- 9.1 INTRODUCCIÓN
 - 9.1.1 DEFINICIÓN DE ELEMENTOS DE ACERO PARA PRESFUERZO
- 9.2 PRESFUERZO PARCIAL Y PRESFUERZO TOTAL
- 9.3 ESTADOS LÍMITE DE FALLA
 - 9.3.1 FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN
 - 9.3.1.1 ESFUERZO EN EL ACERO DE PRESFUERZO EN ELEMENTOS A FLEXIÓN
 - 9.3.1.2 REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS A FLEXIÓN
 - 9.3.1.3 REFUERZO MÁXIMO EN ELEMENTOS A FLEXIÓN
 - 9.3.1.4 SECCIONES T SUJETAS A FLEXIÓN
 - 9.3.1.5 REFUERZO TRANSVERSAL EN MIEMBROS A FLEXOCOMPRESIÓN
 - 9.3.2 FUERZA CORTANTE
 - 9.3.3 PANDEO DEBIDO AL PRESFUERZO
 - 9.3.4 TORSIÓN
- 9.4 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO
 - 9.4.1 ELEMENTOS CON PRESFUERZO TOTAL
 - 9.4.1.1 ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO
 - 9.4.1.2 ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO DE PRESFUERZO
 - 9.4.1.3 DEFLEXIONES
 - 9.4.2 ELEMENTOS CON PRESFUERZO PARCIAL
 - 9.4.2.1 ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO
 - 9.4.2.2 ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO DE PRESFUERZO
 - 9.4.2.3 DEFLEXIONES

- 9.4.2.4 AGRIETAMIENTO
- 9.5 PÉRDIDAS DE PRESFUERZO
 - 9.5.1 PÉRDIDAS DE PRESFUERZO EN ELEMENTOS PRETENSADOS
 - 9.5.2 PÉRDIDAS DE PRESFUERZO EN ELEMENTOS POSTENSADOS
 - 9.5.3 CRITERIOS DE VALUACIÓN DE LAS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO
 - 9.5.4 INDICACIONES EN PLANOS
- 9.6 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS
 - 9.6.1 ZONAS DE ANCLAJE
 - 9.6.1.1 GEOMETRÍA
 - 9.6.1.2 REFUERZO
 - 9.6.1.3 ESFUERZOS PERMISIBLES DE APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO DE ELEMENTOS POSTENSADOS PARA EDIFICIOS
 - 9.6.2 LONGITUD DE DESARROLLO Y DE TRANSFERENCIA DEL ACERO DE PRESFUERZO
 - 9.6.3 ANCLAJES Y ACOPLADORES PARA POSTENSADO
 - 9.6.4 REVISIÓN DE LOS EXTREMOS CON CONTINUIDAD
 - 9.6.5 RECUBRIMIENTO EN ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO
 - 9.6.5.1 ELEMENTOS QUE NO ESTÁN EN CONTACTO CON EL TERRENO
 - 9.6.5.2 ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO EN CONTACTO CON EL TERRENO
 - 9.6.5.3 ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO EXPUESTOS A AGENTES AGRESIVO
 - 9.6.5.4 BARRAS DE ACERO ORDINARIO EN ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO
 - 9.6.6 SEPARACIÓN ENTRE ELEMENTOS DE ACERO PARA PRESFUERZO
 - 9.6.6.1 SEPARACIÓN LIBRE HORIZONTAL ENTRE ALAMBRES Y ENTRE TORONES
 - 9.6.6.2 SEPARACIÓN LIBRE HORIZONTAL ENTRE DUCTOS DE POSTENSADO
 - 9.6.6.3 SEPARACIÓN LIBRE VERTICAL ENTRE ALAMBRES Y ENTRE TORONES
 - 9.6.6.4 SEPARACIÓN LIBRE VERTICAL ENTRE DUCTOS DE POSTENSADO
 - 9.6.6.5 SEPARACIÓN LIBRE VERTICAL Y HORIZONTAL ENTRE BARRAS DE ACERO ORDINARIO EN ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO
 - 9.6.7 PROTECCIÓN CONTRA CORROSIÓN
 - 9.6.8 RESISTENCIA AL FUEGO
 - 9.6.9 DUCTOS PARA POSTENSADO
 - 9.6.10 LECHADA PARA TENDONES DE PRESFUERZO
- 9.7 LOSAS POSTENSADAS CON TENDONES NO ADHERIDOS
 - 9.7.1 REQUISITOS GENERALES
 - 9.7.1.1 DEFINICIONES
 - 9.7.1.2 LOSAS PLANAS APOYADAS EN COLUMNAS
 - 9.7.1.3 LOSAS APOYADAS EN VIGAS
 - 9.7.1.4 FACTORES DE REDUCCIÓN
 - 9.7.2 ESTADOS LÍMITE DE FALLA
 - 9.7.2.1 FLEXIÓN
 - 9.7.2.2 CORTANTE
 - 9.7.3 SISTEMAS DE LOSAS POSTENSADAS–COLUMNAS BAJO SISMO
 - 9.7.4 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

- 9.7.4.1 ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO
- 9.7.4.2 ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO DE PRESFUERZO
- 9.7.4.3 DEFLEXIONES
- 9.7.4.4 AGRIETAMIENTO
- 9.7.4.5 CORROSIÓN
- 9.7.4.6 RESISTENCIA AL FUEGO
- 9.7.5 ZONAS DE ANCLAJE

**CAPÍTULO 10.
CONCRETO PREFABRICADO.**

- 10.1 REQUISITOS GENERALES
- 10.2 ESTRUCTURAS PREFABRICADAS
- 10.3 CONEXIONES
- 10.4 SISTEMAS DE PISO

**CAPÍTULO 11.
CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA.**

- 11.1 DEFINICIÓN
- 11.2 EMPLEO DE CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA
 - 11.2.1 DISPOSICIONES GENERALES
 - 11.2.2 LIMITACIONES AL EMPLEO DE CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA
- 11.3 PROPIEDADES MECÁNICAS
 - 11.3.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD
 - 11.3.2 RESISTENCIA A TENSIÓN
 - 11.3.3 CONTRACCIÓN POR SECADO
 - 11.3.4 DEFORMACIÓN DIFERIDA

**CAPÍTULO 12.
CONCRETO LIGERO.**

- 12.1 REQUISITOS GENERALES
- 12.2 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

**CAPÍTULO 13.
CONCRETO SIMPLE.**

- 13.1 LIMITACIONES
- 13.2 JUNTAS
- 13.3 MÉTODO DE DISEÑO
- 13.4 ESFUERZOS DE DISEÑO

**CAPÍTULO 14.
CONSTRUCCIÓN.**

- 14.1 CIMBRA
 - 14.1.1 DISPOSICIONES GENERALES
 - 14.1.2 DESCIMBRADO
- 14.2 ACERO
 - 14.2.1 DISPOSICIONES GENERALES
 - 14.2.2 CONTROL EN LA OBRA

- 14.2.3 EXTENSIONES FUTURAS
- 14.3 CONCRETO
 - 14.3.1 MATERIALES COMPONENTES
 - 14.3.2 ELABORACIÓN DEL CONCRETO
 - 14.3.3 REQUISITOS Y CONTROL DEL CONCRETO FRESCO
 - 14.3.4 REQUISITOS Y CONTROL DEL CONCRETO ENDURECIDO
 - 14.3.4.1 RESISTENCIA A COMPRESIÓN
 - 14.3.4.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD
 - 14.3.5 TRANSPORTE
 - 14.3.6 COLOCACIÓN Y COMPACTACIÓN
 - 14.3.7 TEMPERATURA
 - 14.3.8 MORTEROS APLICADOS NEUMÁTICAMENTE
 - 14.3.9 CURADO
 - 14.3.10 JUNTAS DE COLADO
 - 14.3.11 TUBERÍAS Y DUCTOS INCLUIDOS EN EL CONCRETO
- 14.4 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA CONCRETO PRESFORZADO
 - 14.4.1 LECHADA PARA TENDONES ADHERIDOS
 - 14.4.2 TENDONES DE PRESFUERZO
 - 14.4.3 APLICACIÓN Y MEDICIÓN DE LA FUERZA DE PRESFUERZO
- 14.5 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA ESTRUCTURAS PREFABRICADAS
- 14.6 TOLERANCIAS

**CAPÍTULO 15.
REGLAMENTOS ALTERNATIVOS.**

**TÍTULO X.
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE
ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA
DISEÑO POR VIENTO.**

NOTACION.

**CAPÍTULO 1.
CONSIDERACIONES GENERALES.**

- 1.1 ALCANCE
- 1.2 UNIDADES

**CAPÍTULO 2.
CRITERIOS DE DISEÑO.**

- 2.1 CONSIDERACIONES GENERALES
- 2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS
 - 2.2.1 DE ACUERDO A SU IMPORTANCIA
 - 2.2.2 DE ACUERDO CON SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO
 - 2.2.3 EFECTOS A CONSIDERAR
- 2.4 ESTUDIO EN TÚNEL DE VIENTO
- 2.5 PRECAUCIONES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN Y EN ESTRUCTURAS PROVISIONALES

**CAPÍTULO 3.
MÉTODOS SIMPLIFICADO Y ESTÁTICO PARA DISEÑO POR VIENTO.**

- 3.1 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO, VD
 - 3.1.1 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD REGIONAL, VR
 - 3.1.2 FACTOR DE VARIACIÓN CON LA ALTURA, FA
 - 3.1.3 FACTOR CORRECTIVO POR TOPOGRAFÍA Y RUGOSIDAD, FTR
- 3.2 DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN DE DISEÑO, PZ
- 3.3 FACTORES DE PRESIÓN
 - 3.3.1 CASO I. EDIFICIOS Y CONSTRUCCIONES CERRADAS
 - 3.3.2 CASO II. PAREDES AISLADAS Y ANUNCIOS
 - 3.3.3 CASO III. ESTRUCTURAS RETICULARES
 - 3.3.4 CASO IV. CHIMENEAS, SILOS Y SIMILARES
 - 3.3.5 CASO V. ANTENAS Y TORRES CON CELOSÍA.
 - 3.3.5.1 ANTENAS Y TORRES SIN ACCESORIOS
 - 3.3.5.2 ANTENAS Y TORRES CON ACCESORIOS
 - 3.3.5.3 TORRES TOTALMENTE RECUBIERTAS
 - 3.3.5.4 ANTENAS O TORRES CON ARRIOSTRAMIENTOS
- 3.4 PRESIONES INTERIORES
- 3.5 ÁREA EXPUESTA
- 3.6 COEFICIENTES DE PRESIÓN PARA EL MÉTODO SIMPLIFICADO

**CAPÍTULO 4.
DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO.**

**CAPÍTULO 5.
EMPUJES DINÁMICOS PARALELOS AL VIENTO.**

**CAPÍTULO 6.
EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS SOBRE ESTRUCTURAS PRISMÁTICAS.**

- 6.1 VIBRACIONES GENERADAS
- 6.2 VIBRACIONES LOCALES
- 6.3 OMISIÓN DE EFECTOS DINÁMICOS DE VORTICIDAD

**CAPÍTULO 7.
DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES.**

**CAPÍTULO 8.
REGLAMENTOS ALTERNATIVOS.**

ANEXOS

ANEXO 1. (DESCRIPCION)

**NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA DEL REGLAMENTO DE
ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA
LOS PERITOS DE OBRA (PO), LOS RESPONSABLES SOLIDARIOS (RS) Y LA
COMISIÓN DE PERITOS.**

TÍTULO I.

CAPITULO I. FUNDAMENTO LEGAL Y OBJETIVO.

ARTÍCULO 1.- La Dirección General de Desarrollo Urbano del municipio de Celaya, Gto. con fundamento en lo dispuesto en los artículos 657 y 658 del Reglamento de Ordenamiento Territorial para el Municipio de Celaya, Gto. (ROT) Instituye una Comisión de Peritos de Obra y Responsables Solidarios (CPORS), la cual operara internamente bajo los lineamientos que marca la presente Norma Técnica.

CAPITULO II. DISPOSICIONES GENERALES.

ARTÍCULO 2.- Para los efectos del presente reglamento se entenderá por:

- a). - Municipio: al Municipio de Celaya, en el Estado de Guanajuato
- b). - ROT: Reglamento de Ordenamiento Territorial para el Municipio de Celaya, Gto.
- c). - Comisión (CPORS): Comisión de Peritos de obra y Responsables Solidarios
- d). - Ayuntamiento: al Ayuntamiento del Municipio de Celaya, Gto.
- e). - DGDU: a la Dirección General de Desarrollo Urbano del Municipio de Celaya, Gto.
- f). - P.O.: a los Peritos de Obra
- g). - RS: a los Responsables Solidarios
- h). - Colegios: a los 3 diferentes organismos colegiados inherentes en el ramo de la construcción.
- i). - Padrón: al registro municipal vigente de PO y RS
- j). - PMDUOET: Programa Municipal de Desarrollo Urbano y Ordenamiento Ecológico Territorial para el Municipio de Celaya.
- k). - PLATAFORMA. - Software o sistema electrónico utilizado para el trámite del permiso de construcción y número oficial por vía electrónica (Permisos de construcción Celaya).

ARTÍCULO 3.- El domicilio de la Comisión de Peritos será el mismo de la Dirección de Desarrollo Urbano del municipio de Celaya, Gto.

ARTÍCULO 4.- La Comisión tendrá por objetivos:

- a). - Proponer, actualizar y observar el cumplimiento de los diferentes mecanismos de regulación y control en el ámbito de la construcción pública y privada en el municipio de Celaya, Gto.
- b). - Fomentar la actualización y superación profesional de los miembros de número adscritos en el padrón de Peritos de Obra (PO) y Responsables Solidarios (RS).

CAPITULO II. DE LOS INTEGRANTES.

ARTÍCULO 5.- La comisión, de acuerdo al artículo 657 del ROT, estará integrada por: El Director General de Desarrollo Urbano, quien fungirá como presidente de la Comisión, dos representantes del municipio designados por el director General de Desarrollo Urbano, con voto de calidad en caso de empate y por 2 representantes de cada colegio (titular y suplente), con voto exclusivo del titular y en ausencia del mismo votará el suplente.

- a). - Colegio de Arquitectos de Celaya, A.C.
- b). - Colegio de Ingenieros Civiles de Celaya, A.C.
- c). - Colegio, Arquitectos Celayenses A.C.

La vigencia del nombramiento será de tres años en apego al periodo de la administración pública municipal correspondiente.

ARTÍCULO 6.- Requisitos para ser Perito de Obra, excepto en urbanización y canalizaciones:

- a). - Acreditar que posee cédula profesional correspondiente a alguna de las siguientes profesiones: Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor, Ingeniero Arquitecto y Licenciatura que sea afín a la industria de la construcción.
- b). - Poseer la nacionalidad mexicana.
- c). - Tener residencia profesional comprobable en el municipio.
- d). - Ser miembro activo en el ramo de la construcción, como colegiado de número.
- e). - Cumplir con lo establecido en la Ley de Profesiones vigente para el estado y los municipios del estado de Guanajuato.
- f). - Acreditar los requisitos a los que se refiere el ROT, en su artículo 639, después de haber obtenido la cédula profesional correspondiente.
- g). - Ser avalado por el Colegio correspondiente y aceptado por la Dirección General de Desarrollo Urbano, salvo excepciones de someterá a la Comisión de Peritos de Obra.

ARTÍCULO 7.- Requisitos para ser Perito de Obra en urbanización y canalizaciones con relación a los artículos 512, 513 y 713 inciso XIII y XVI del ROT:

- a). - Acreditar que posee cédula profesional correspondiente a alguna de las siguientes profesiones: Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor, Ingeniero Arquitecto y Maestría en diseño urbano u otra equivalente al urbanismo, que sea afín a la industria de la construcción. En su caso se podrá considerar para obtener esta facultad de la responsiva aquí considerada, la experiencia profesional en el ramo de la urbanización y canalizaciones de 3 años comprobable.
- b). - Poseer la nacionalidad mexicana.
- c). - Tener residencia comprobable en el municipio.
- d). - Ser miembro activo en el ramo de la construcción, como colegiado de número.
- e). - Cumplir con lo establecido en la Ley de Profesiones vigente para el estado y los municipios del estado de Guanajuato.
- f). - Acreditar los requisitos a los que se refiere el ROT, en su artículo 639, después de haber obtenido la cédula profesional correspondiente.
- g). - Entregar seguro anual de responsabilidad civil por el ejercicio de sus actividades correspondientes a su responsiva.
- h). - Comprobar experiencia profesional en urbanización y canalizaciones.
- i). - Ser avalado por el Colegio correspondiente y aceptado por la Comisión de Peritos de Obra, así como por la Dirección General de Desarrollo Urbano.

ARTÍCULO 8.- Requisitos para ser responsable solidario de Obra:

a). - Acreditar que posee cédula profesional correspondiente a alguna de las siguientes profesiones y documentos que avalen su especialidad:

- Para seguridad estructural: Ser perito de obra, Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor y/o Ingeniero Arquitecto, con experiencia profesional en el ramo y estudios posteriores a la licenciatura, comprobables.
- Para diseño arquitectónico: Ser perito de obra, Arquitecto e Ingeniero Arquitecto, con experiencia profesional en el ramo y estudios posteriores a la licenciatura, comprobables.
- Para diseño urbano: Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor y/o Ingeniero Arquitecto, con experiencia profesional en el ramo y estudios posteriores a la licenciatura, comprobables con Maestría o Especialidad en la materia, así como Lic. En Urbanismo o equivalente.
- Para restauración: Ser perito de obra, Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor y/o Ingeniero Arquitecto, con experiencia profesional en el ramo y estudios posteriores a la licenciatura, comprobables con Maestría o Especialidad en la materia.
- Para instalaciones: Arquitecto, Ingeniero Civil, Ingeniero Constructor y/o Ingeniero Arquitecto, con experiencia profesional en el ramo y estudios posteriores a la licenciatura, comprobables. Además de las señaladas; Ingeniero mecánico, Ingeniero electricista, Ingeniero hidráulico, o equivalentes a la disciplina.

- b). - Poseer la nacionalidad mexicana.
- c). - Tener residencia local comprobable.
- d). - Demostrar mínimo tres años experiencia profesional en el ramo de la construcción con relación a la disciplina considerada.
- e). - Acreditar ante la comisión que conoce el presente reglamento y el ROT y PMDUOET, en lo relativo a los aspectos correspondientes a su especialidad.
- f). - Todos los aspirantes a responsables solidarios que sean peritos de obra deberán ser avalados por su Colegio correspondiente y ser aceptados por la Comisión de Peritos de Obra y responsables solidarios (CPORS).
- g). - Los aspirantes a responsables solidarios de las especialidades que no pertenezcan a los Colegios de Arquitectos e Ingenieros Civiles, deberán presentar su solicitud ante la Dirección General de Desarrollo Urbano, para ser aceptados por la Comisión de Peritos de Obra y responsables solidarios (CPORS).

ARTÍCULO 9.- Para solicitar el registro de PO y/o RS, cuando se trate de nuevo ingreso, se deberá presentar la siguiente documentación en formato digital:

- a). - Solicitud mediante oficio dirigido a su Colegio o en su defecto a la Dirección General de Desarrollo Urbano.
- b). - Copia de título y cedula profesional que acredite la profesión y/o estudios posteriores certificados ante notario público.
- c). - Fotografía reciente en tamaño infantil.
- d). - Currículum vitae, anexando documentos de valor curricular.

ARTÍCULO 10.- Para solicitar la renovación del registro de PO y/o RS, se deberá presentar la siguiente documentación:

- a). - Los colegiados deberán contar con la acreditación de su Colegio correspondiente.
- b). - Los responsables solidarios no colegiados presentar solicitud por escrito ante la Dirección General de Desarrollo Urbano.

ARTÍCULO 11.- Los miembros de la Comisión tendrán los siguientes derechos y atribuciones:

- a). - Concurrir con voz y voto a las reuniones quincenales celebradas en el seno de la comisión, con base al artículo 5 de la presente norma técnica complementaria.
- b). - Presentar por escrito proposiciones, comunicaciones o quejas sobre asuntos que se refieren a los intereses generales de sus representados.
- c). - En representación de sus agremiados solicitar a la comisión la defensa de sus derechos establecidos en la presente norma complementaria y en el ROT
- d). - Solicitar licencia para separarse temporalmente de la comisión.
- e). - Verificar que los aspirantes a obtener el registro o refrendo como PO y/o RS, cumplan con los requisitos establecidos en los artículos 639, 640 y 641 del ROT y los artículos 6,7,8,9 y 10 de esta norma técnica complementaria.
- f). - Votar el registro o renovación respectiva a los profesionistas RS que hayan cumplido con lo establecido en los preceptos señalados en las fracciones anteriores.
- g). - Como comisión, a través de la Dirección de Desarrollo Urbano se llevar un registro y control de los permisos de construcción concedidos a cada PO.
- h). - Solicitar a los PO y/o RS cuando así lo consideren necesario, presentar reporte del estado actual que guardan sus obras autorizadas en el año corriente incluyendo copia de las anotaciones realizadas en cada bitácora de obra, cuando esta sea necesaria.
- i). - Emitir como comisión su opinión sobre la actuación de los PO y RS, cuando les sea solicitado por la autoridad municipal, los gremios que participan en la comisión o por solicitud de un particular.
- j). - Vigilar cuando lo considere conveniente, la actuación de los PO y/o RS durante el proceso de ejecución de las obras, para las cuales hayan extendido su responsiva, auxiliándose de ser necesario de la dirección de inspección municipal.

k). - En relación al porcentaje o importe de las aportaciones de los PO a los colegios de profesionistas por licencia otorgada a su responsiva profesional, esta aportación es basada en los estatutos de cada colegio y por lo tanto se considera competencia exclusiva de los colegios en común acuerdo entre los mismos, desligándose del acto a la autoridad municipal.

l). - Sancionar la vigencia del registro de los PO y RS en cualquiera de los siguientes casos, a fin de regular su actividad profesional en apego a los artículos 115 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos y el artículo 117, fracción II de la Constitución Política del Estado de Guanajuato, así como al artículo 642 del ROT.

Cuando a través de inspección la comisión determine el incumplimiento de sus obligaciones señaladas en el artículo doce de la presente norma complementaria, en los casos que haya otorgado su responsiva.

Cuando haya obtenido su registro proporcionando datos falsos o cuando dolosamente presente documentos falsificados o información equivocada en la solicitud de licencia o sus anexos requeridos.

Cuando haya reincidido en violaciones al ROT y a la presente norma complementaria.

Cuando se niegue a presentar reporte ante la comisión, del estado actual que guardan sus obras autorizadas en el año corriente.

La suspensión será decretada por la comisión y avalada por la DGDU.

La suspensión se decretará por un mínimo de tres meses y hasta un máximo de seis meses.

En casos extremos podrá ser cancelado el registro sin perjuicio de que el PO y RS subsanen las irregularidades en que hayan incurrido.

CAPITULO III.

DE LAS OBLIGACIONES DE LOS PO Y RS.

ARTÍCULO 12.- Los PO y RS, tendrán las siguientes obligaciones:

1.- De los peritos de obra en general

a). - Actualizar su registro en el año corriente.

b). - Dirigir y vigilar las obras asegurándose de que tanto el proyecto, como la ejecución de la misma, cumplan con lo establecido en el PMDUOET y el ROT.

c). - El PO deberá comprobar que cada uno de los RS, según sea el caso cumplan con las obligaciones estipuladas en el ROT, en su artículo 651 y en las presentes normas complementarias.

d). - Responder a cualquier violación de las presentes normas complementarias y del ROT, en caso de no ser atendidas las instrucciones por el propietario y/o interesado; deberá notificarse de inmediato al H. Ayuntamiento por conducto de la DGDU, para que esta proceda a la suspensión de los trabajos.

e). - En el caso de las obras que requieran RS llevar en la obra un libro de bitácora foliado y encuadernado con datos y referencias generales del gremio al cual pertenece; en el cual se anotarán los siguientes datos:

Nombre, atribuciones del PO y de los RS, si los hubiese y del residente de obra, así como del propietario.

Número consecutivo de notas y fecha de las visitas del PO y de los RS.

Avances de obra y materiales empleados para fines estructurales o de seguridad.

Procedimientos generales de construcción y de control de calidad.

Descripción de modificaciones y/o detalles definidos durante la ejecución de la obra.

Nombre o razón social de la persona física o moral que ejecuta la obra.

Fecha de iniciación de cada etapa de la obra.

Incidentes y accidentes.

Observaciones e instrucciones especiales del PO y los RS.

f). - Para el caso de obras que solo requieran de PO la bitácora física en la obra será a criterio del PO, sin embargo, se obliga a cumplir con las visitas e informes correspondientes, a través de la plataforma electrónica utilizada para el trámite del permiso de construcción.

g). - El PO para conservar su vigencia, deberá apegarse a los lineamientos estatutarios de su gremio (colegio) al que pertenecen.

h). - Asistir como mínimo a un curso de capacitación que promueven la comisión o los colegios de profesionistas de forma anual, en apego al artículo 22 del ROT

i). - Cada que los PO acumulen veinte otorgamientos de su responsiva profesional y/o a tres obras de alto impacto, si desean continuar otorgando mas responsivas, deberán presentar ante la comisión un estatus del estado que guardan las mismas, para que por medio de una comisión de revisión conformada por cada Colegio dictaminar y reportar a la Comisión los resultados para que dictamine lo conducente.

j). - Es responsabilidad del PO el dar aviso por escrito de la terminación de obra al termino de la misma, sin que esto ocasione erogación económica alguna por pago de derechos y/o aplicación de la ley de ingresos del estado, ya que el pago de derechos por aviso oficial de terminación de obra, así como el propio aviso, corresponde al propietario o poseedor.

k). - Es responsabilidad del PO realizar el trámite del permiso de construcción a través de la plataforma, en representación del propietario, sin embargo, la recepción de dicho permiso podrá ser de forma indistinta, ya sea por el Propietario, por Representante legal del propietario o por el Perito de Obra.

l). - Al aviso de la terminación de obra, el PO deberá incluir el proyecto actualizado en su caso, en formato digital, según lo ejecutado físicamente en el sitio.

2.- Perito de Obra en urbanización y canalizaciones

a). - Todas y cada una de las que se indican para los peritos de obra en general.

b). - Revisar el proyecto en los aspectos correspondientes a su especialidad, verificando que hayan sido realizados los estudios y se hayan cumplido las disposiciones establecidas por las leyes y reglamentos aplicables en la materia, así como con las normas técnicas complementarias del Municipio y de las demás disposiciones relativas al diseño urbano y arquitectónico y a la preservación del patrimonio cultural y medioambiental.

c). - Verificar que el proyecto cumpla con las disposiciones relativas a:

- El PMDUOET respectivo y las declaratorias de usos, destinos y reservas.
- Las condiciones que se exijan en el permiso de uso de suelo.
- Los requerimientos de habitabilidad, como son los servicios básicos, prevención de emergencias e integración al contexto e imagen urbana contenidos en el ROT.

d). - Vigilar que la construcción, durante el proceso de la obra se apegue estrictamente al proyecto correspondiente a su especialidad y que los procedimientos como los materiales empleados correspondan a lo autorizado y a las normas técnicas complementarias del proyecto;

e). - Verificar el estricto cumplimiento a lo autorizado en la licencia de urbanización, de tal manera que emita los informes correspondientes a las pruebas del laboratorio de mecánica de suelos, a la Dirección de Desarrollo Urbano.

f). - Notificar al director responsable de obra cualquier irregularidad durante el proceso de la obra que pueda afectar la ejecución del proyecto, asentándose en el libro de bitácora. En caso de no ser atendida esta notificación deberá comunicarlo al Municipio, por conducto de la Dirección correspondiente, para que se proceda a la suspensión de los trabajos, enviando copia a la Comisión.

g). - Responder de cualquier violación a las disposiciones de esta norma y del ROT, relativas a su especialidad.

h). - Asistir como mínimo a un curso de capacitación que promueven la comisión o los colegios de profesionistas de forma anual, en apego al artículo 22 del ROT

i). - Cada que los PO en esta especialidad específica, acumulen cinco otorgamientos de su responsiva profesional, no podrá continuar otorgando su responsiva si es que antes o de forma previa

no ha presentado terminación de obra de alguna de ellas, aclarando que el límite de permisos en vigencia será de cinco. si desean continuar otorgando más responsivas, deberán presentar ante la Comisión un estatus de sus obras, para que esta dictamine lo conducente.

3.- Del responsable solidario en seguridad estructural.

- a). - Actualizar su registro una vez al año.
- b). - Vigilar las obras asegurándose de que tanto el proyecto, como la ejecución de la misma, cumplan con lo establecido en el ROT, en lo referente a la estabilidad de la estructural.
- c). - El RS deberá vigilar que cada una de sus indicaciones sean observadas en el proceso constructivo del proyecto, según sea el caso en cumplimiento de la normatividad aplicable.
- d). - Contribuir con notas y observaciones en la bitácora de obra.
- e). - Suscribir, conjuntamente con el PO, la solicitud del permiso, cuando se trate de obras de Alto Impacto, previstas en el ROT y en la presente Norma.

f). - Verificar que en el proyecto de la cimentación y de la estructura, se hayan realizado los estudios del suelo y de las construcciones colindantes, con el objeto de constatar que el proyecto cumple con las características de la seguridad necesaria, establecidas en el ROT.

g). - Vigilar que la construcción, durante el proceso de la obra, se apegue estrictamente al proyecto estructural y que tanto los procedimientos, como los materiales empleados correspondan a lo especificado y a las normas de calidad del proyecto. Tendrá especial cuidado en que la construcción de las instalaciones no afecte los elementos estructurales en forma diferente a lo dispuesto en el proyecto.

h). - Notificar al PO cualquier irregularidad durante el proceso de la obra, que pueda afectar la seguridad estructural de la misma, asentándose en el libro de bitácora. En caso de no ser atendida esta notificación, deberá comunicarlo al Municipio, a través de la Dirección General de Desarrollo Urbano para que se proceda a la suspensión de los trabajos, enviando copia a la Comisión.

i). - Responder de cualquier violación a las disposiciones de esta norma y del ROT, especificadas en el artículo 656, relativas a su especialidad.

j). - Asistir como mínimo a un curso de capacitación que promueven la comisión o los colegios de profesionistas de forma anual, en apego al artículo 22 del ROT.

k). - Cada que los RS acumulen cinco otorgamientos de su responsiva profesional, si desean continuar otorgando más responsivas, deberán presentar ante la Comisión un estatus de sus obras, para que dictamine lo conducente.

4.- Del Responsable Solidario en Diseño Arquitectónico y Diseño Urbano.

- a). - Actualizar su registro una vez al año.
- b). - Vigilar las obras asegurándose de que tanto el proyecto, como la ejecución de la misma, cumplan con lo establecido en el ROT y el PMDUOET, en lo referente a las densidades de población, los coeficientes urbanos autorizados y la infraestructura y mobiliario urbano.
- c). - El RS deberá vigilar que cada una de sus indicaciones sean observadas en el proceso constructivo del proyecto, según sea el caso en cumplimiento de la normatividad aplicable.
- d). - Contribuir con notas y observaciones en la bitácora de obra.
- e). - Suscribir conjuntamente con el PO, la solicitud de licencia, cuando se trate de obras de Alto Impacto, previstas en el ROT y en la presente Norma.
- f). - Revisar el proyecto en los aspectos correspondientes a su especialidad, verificando que hayan sido realizados los estudios y se hayan cumplido las disposiciones establecidas por las leyes y reglamentos aplicables en la materia, así como con las normas técnicas complementarias del Municipio y de las demás disposiciones relativas al diseño urbano y arquitectónico y a la preservación del patrimonio cultural y medioambiental.
- g). - Verificar que el proyecto cumpla con las disposiciones relativas a:

- El PMDUOET respectivo y las declaratorias de usos, destinos y reservas.
- Las condiciones que se exijan en el permiso de uso de suelo.
- Los requerimientos de habitabilidad, funcionamiento, higiene, servicios, acondicionamiento ambiental, comunicación, prevención de emergencias e integración al contexto e imagen urbana contenidos en el ROT.
- La ley de Propiedad en Condominio de Inmuebles para el Estado de Guanajuato y
- Las disposiciones legales y reglamentarias en materia de preservación del patrimonio, tratándose de edificios colindantes a edificios o inmuebles catalogados como monumentos y/o ubicados en zonas patrimoniales, así como del Centro Histórico.

h). - Vigilar que la construcción, durante el proceso de la obra se apegue estrictamente al proyecto correspondiente a su especialidad y que los procedimientos como los materiales empleados correspondan a lo autorizado y a las normas técnicas complementarias del proyecto;

i). - Verificar el estricto cumplimiento a lo autorizado en la licencia de urbanización, de tal manera que emita los informes correspondientes a las pruebas del laboratorio de mecánica de suelos.

j). - Notificar al director responsable de obra cualquier irregularidad durante el proceso de la obra que pueda afectar la ejecución del proyecto, asentándose en el libro de bitácora. En caso de no ser atendida esta notificación deberá comunicarlo al Municipio, por conducto de la Dirección correspondiente, para que se proceda a la suspensión de los trabajos, enviando copia a la Comisión.

k). - Responder de cualquier violación a las disposiciones de esta norma y del ROT, relativas a su especialidad.

l). - Asistir como mínimo a un curso de capacitación que promueven la comisión o los colegios de profesionistas de forma anual, en apego al artículo 22 del ROT

n). - Cada que los RS acumulen cinco otorgamientos de su responsiva profesional, si desean continuar otorgando más responsivas, deberán presentar ante la Comisión un estatus de sus obras, para que dictamine lo conducente.

4.- Del Responsable Solidario de las Instalaciones.

a). - Actualizar su registro una vez al año.

b). - Vigilar las obras asegurándose de que tanto el proyecto, como la ejecución de la misma, cumplan con lo establecido en el ROT, en lo referente a su especialidad.

c). - El RS deberá vigilar que cada una de sus indicaciones sean observadas en el proceso constructivo del proyecto, según sea el caso en cumplimiento de la normatividad aplicable.

d). - Contribuir con notas y observaciones en la bitácora de obra.

e). - Suscribir, conjuntamente con el PO, la solicitud de licencia, cuando se trate de obras de Alto Impacto, previstas en el ROT y el PMDUOET.

f). - Revisar el proyecto en los aspectos correspondientes a su especialidad, verificando que hayan sido realizados los análisis y calculo; se hayan cumplido las disposiciones del ROT y las normas técnicas complementarias y la legislación vigente al respecto, relativas a la seguridad, control de incendios y funcionamiento de las instalaciones.

g). - Vigilar que la construcción durante el proceso de la obra se apegue estrictamente al proyecto correspondiente a su especialidad y que tanto los procedimientos como los materiales empleados corresponden a lo especificado y a las normas de calidad del proyecto.

h). - Notificar al PO cualquier irregularidad durante el proceso de la obra, que pueda afectar su ejecución, asentándose en el libro de bitácora. En caso de no ser atendida esta notificación, deberá comunicarlo al Municipio, a través de la Dirección General de Desarrollo Urbano para que se proceda a la suspensión de los trabajos, enviando copia a la Comisión.

i). - Responder de cualquier violación a las disposiciones de esta norma y del ROT, relativas a su especialidad.

j). - Asistir como mínimo a un curso de capacitación que promueven la comisión o los colegios de profesionistas de forma anual, en apego al artículo 22 del ROT

k). - Cada que los RS acumulen cinco otorgamientos de su responsiva profesional, si desean continuar otorgando más responsivas, deberán presentar ante la Comisión un estatus de sus obras, para que dictamine lo conducente.

5.- Del Responsable Solidario en restauración.

a). - Actualizar su registro una vez al año.

b). - Vigilar la obra asegurándose de que tanto el proyecto, como la ejecución de la misma, cumplan con lo establecido en e PMDUOET, el ROT, Ley Federal sobre monumentos y Zona Arqueológicas, Artísticos e históricos y en lo referente a su especialidad.

c). - El RS deberá vigilar que cada una de sus indicaciones sean observadas en el proceso constructivo del proyecto, según sea el caso en cumplimiento de la normatividad aplicable.

d). - Contribuir con notas y observaciones en la bitácora de obra.

e). - Suscribir, conjuntamente con el PO, la solicitud de Permiso de Restauración, cuando se trate de Inmuebles de Alto Valor Histórico, previstos en el catálogo del I.N.A.H.

f). - Revisar el proyecto en los aspectos correspondientes en su especialidad, verificando que hayan sido realizados los estudios y se hayan cumplido las disposiciones establecidas por el ROT y las Normas establecidas por el I.N.A.H., así como las demás disposiciones relativas a la preservación del patrimonio histórico y cultural.

g). - Vigilar que la construcción durante el proceso de la obra se apegue estrictamente al proyecto correspondiente a su especialidad y que tanto los procedimientos como los materiales empleados corresponden a lo especificado y a las normas de calidad del proyecto.

h). - Notificar al PO cualquier irregularidad durante el proceso de la obra, que pueda afectar su ejecución, asentándose en el libro de bitácora. En caso de no ser atendida esta notificación, deberá comunicarlo al Municipio, a través de la Dirección General de Desarrollo Urbano para que se proceda a la suspensión de los trabajos, enviando copia a la Comisión.

i). - Responder de cualquier violación a las disposiciones de esta norma y del ROT, relativas a su especialidad.

j). - Asistir como mínimo a un curso de capacitación que promueven la comisión o los colegios de profesionistas de forma anual, en apego al artículo 22 del ROT

k). - Cada que los RS acumulen cinco otorgamientos de su responsiva profesional, si desean continuar otorgando más responsivas, deberán presentar ante la Comisión un estatus de sus obras, para que dictamine lo conducente.

CAPITULO IV.

DE LAS VISITAS DE OBRA DE LOS PO Y RS.

ARTÍCULO 13.- El municipio a través de la DGDU, de acuerdo al género y magnitud de la obra acordara con el PO y los RS el número de visitas aplicable a la obra, según tabla "A" anexa.

TABLA “A”: MINIMO DE VISITAS NESESARIAS EN UNA OBRA, SEGÚN SU GÉNERO Y MAGNITUD, APLICABLES A LOS PO Y RS

Genero	Superficie considerada en m ²																											
	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1,000	1,500	2,000	2,500	3,000	3,500	4,000	4,500	5,000	6,000	7,000	8,000	9,000	10,000
Vivienda Unifamiliar	4	6	8	9	11	12	13	14	15	16	18	20	22	23	25	32	38	44	49	54	58	63	67	75	82	89	96	102
Departamental de hasta 4 niveles	4	6	8	9	11	12	13	14	15	16	18	20	22	23	25	32	38	44	49	54	58	63	67	75	82	89	96	102
Departamental de hasta 7 niveles	5	8	10	12	14	16	17	18	20	21	23	26	29	30	33	42	49	57	64	70	75	82	87	98	107	116	125	133
Departamental de mas de 7 niveles	6	9	12	14	17	19	20	22	23	25	28	31	34	36	39	50	59	69	76	84	90	98	105	117	128	139	150	159
Comercio	5	7	8	9	10	11	11	12	13	13	14	15	16	17	17	21	23	25	27	29	31	32	34	36	39	41	43	45
Oficinas	5	7	8	9	10	11	12	13	13	14	15	16	17	18	19	23	26	29	31	33	36	37	39	43	46	49	51	54
Hospitales	4	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	20	24	29	32	36	39	41	44	47	51	56	60	64	68
Clinicas y centros de salud	4	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	20	24	29	32	36	39	41	44	47	51	56	60	64	68
Asistencia Social	4	6	8	9	11	12	13	14	15	16	18	20	22	23	25	32	38	44	49	54	58	63	67	75	82	89	96	102
Educación	4	6	8	9	11	12	13	14	15	16	18	20	22	23	25	32	38	44	49	54	58	63	67	75	82	89	96	102
Cultura	5	6	7	8	9	10	11	12	12	13	14	15	16	16	17	21	23	26	28	30	32	33	35	38	40	43	45	47
Recreación (alimentos y bebidas)	5	7	8	9	9	10	11	11	12	12	13	14	15	15	16	19	21	23	24	26	27	28	29	32	33	35	37	38
Recreación (entretenimiento)	3	5	6	7	8	8	9	10	10	11	12	13	14	15	16	20	23	26	29	32	34	36	38	42	46	49	52	56
Deporte	3	5	6	7	8	8	9	10	10	11	12	13	14	15	16	20	23	26	29	32	34	36	38	42	46	49	52	56
Alojamiento	3	5	6	7	8	8	9	10	10	11	12	13	14	15	16	20	23	26	29	32	34	36	38	42	46	49	52	56
Transporte	7	8	9	10	11	11	12	12	13	13	14	14	15	16	16	18	19	21	22	23	24	24	25	26	27	28	29	30
Industria ligera	3	4	5	6	6	7	7	7	8	8	8	9	9	10	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Industria mediana	3	4	5	6	6	7	7	7	8	8	8	9	9	10	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Industria Pesada	3	4	5	6	6	7	7	7	8	8	8	9	9	10	10	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Infraestructura	1	1	1	2	2	2	3	3	4	4	5	6	6	7	8	12	16	20	24	28	32	36	40	48	56	64	72	80
Espacios abiertos	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	3	3	4	4	5	6	6	7	8
Urbanización	1	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	5	5	5	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	20

Preliminar 10% del número de visitas
 Obra Negra 50% del número de visitas
 Obra Blanca 20% del número de visitas
 Acabados 20% del número de visitas

Fórmula

(mínimo 1 visita)

$$0.3629 * \text{Área}^{0.6121,0}$$

$$0.3629 * \text{Área}^{0.6121,0}$$

$$(0.3629 * \text{Área}^{0.6121,0}) * 1.3$$

$$((0.3629 * \text{Área}^{0.6121,0}) * 1.3) * 1.2$$

$$1.0398 * \text{Área}^{0.4084,0}$$

$$0.826 * \text{Área}^{0.4535,0}$$

$$0.489 * \text{Área}^{0.5352,0}$$

$$0.489 * \text{Área}^{0.5352,0}$$

$$0.3629 * \text{Área}^{0.6121,0}$$

$$0.3629 * \text{Área}^{0.6121,0}$$

$$0.8358 * \text{Área}^{0.4376,0}$$

$$1.1716 * \text{Área}^{0.3787,0}$$

$$0.3823 * \text{Área}^{0.5406,0}$$

$$0.3823 * \text{Área}^{0.5406,0}$$

$$0.3823 * \text{Área}^{0.5406,0}$$

$$2.3563 * \text{Área}^{0.2773,0}$$

$$0.7719 * \text{Área}^{0.3739,0}$$

$$0.7719 * \text{Área}^{0.3739,0}$$

$$0.7719 * \text{Área}^{0.3739,0}$$

$$0.008 * \text{Área}^{1,0}$$

$$0.0008 * \text{Área}^{1,0}$$

$$1.95 * (0.3629 * \text{Área}^{0.6121,0}) / 10,0$$

(a). - En el caso de edificaciones de riesgo, como son Plantas de gas LP, gasolineras, estaciones de carburación, almacenes de residuos peligrosos y bioinfecciosos, almacenes y distribución de productos peligrosos, canalizaciones de gas natural, etc. Las visitas se incrementarán al doble de lo especificado en su género correspondiente.

En el caso de los Responsables Solidarios, sus visitas corresponderán en un 50 % de lo estipulado en la tabla anterior, pero siempre aplicando la aproximación a números enteros a el próximo superior.

CAPITULO V. DE LA OTORGACION DE RESPONSIVAS DE LOS PO y RS.

Responsable Solidario: es la persona física con los conocimientos técnicos adecuados, para responder en forma solidaria con el Perito de Obra, en todos los aspectos de las obras en las que otorgue su responsiva, relativos a la seguridad estructural, diseño urbano, arquitectónico, instalaciones y de restauración, según sea el caso y deberá cumplir con los requisitos establecidos en el ROT, en sus artículos 646 y 651 y los artículos 12 y 13 de la presente Norma.

En ningún caso de las obras que requieran de un Responsable Solidario, este podrá realizar la función simultánea de PO.

Perito de Obra. - Es la persona física que se hace responsable de la observancia del Reglamento de Ordenamiento Territorial para el Municipio de Celaya, Gto. (ROT), en las obras para las que otorgue su responsiva.

ARTÍCULO 14.- Los PO y RS deberán intervenir en los términos de esta Norma, en las obras que expresamente señale el mismo ROT y el PMDUOET.

ARTÍCULO 15.- Se exigirá responsiva de los RS para obtener el permiso de construcción a que se refiere el artículo 653, 654, 655 y 656 del ROT y en los siguientes casos:

1.- Responsable Solidario en Seguridad Estructural, para las obras de alto impacto del artículo 653, fracción I, del ROT, el cual establece:

a).- Edificaciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas, explosivas y bioinfecciosas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales, escuelas terminales de autobuses y transportes de carga, estaciones de bomberos, centrales eléctricas, y de telecomunicaciones, torres de transferencia, estadios, depósitos de sustancia inflamables o tóxicas, museos, edificios públicos.

2.- Responsable Solidario en Diseño Urbano y Arquitectónico, para los siguientes casos;

a). - Conjuntos habitacionales, conjuntos industriales, cementerios o panteones, centros comerciales, hospitales, clínicas, centros de salud, hoteles, edificaciones para exhibiciones y/o exposiciones, baños públicos, estaciones y terminales de transporte terrestre, aeropuertos, estudios cinematográficos y de televisión y espacios abiertos de uso público (comunitario) de cualquier magnitud y

b). - El resto de las edificaciones que tengan más de 3,000 m² cubiertos, o más de 25 m. de altura, sobre nivel medio de banqueta, o con capacidad para más de 250 concurrentes en locales cerrados, o más de 1,000 concurrentes en locales abiertos, así como todos aquellos espacios que integre en su conjunto la necesidad de diseño urbano y arquitectura del paisaje.

3.- Responsable Solidario en Instalaciones, para los siguientes casos;

a). - En los conjuntos habitacionales, baños públicos, lavanderías, tintorerías, lavado y lubricación de vehículos, hospitales, clínicas y centros de salud, instalaciones para exhibiciones, crematorios,

aeropuertos, centrales telegráficas y telefónicas, estaciones de radio y televisión, estudios cinematográficos, industria pesada y mediana, plantas, estaciones y subestación, cárcamos y bombas y ferias de cualquier magnitud.

b). - El resto de las edificaciones que tenga más de 3,000 m2, o más de 25 m. de altura sobre nivel medio de banqueta o más de 250 concurrentes.

c). - En toda edificación que cuente con elevadores de pasajeros, de carga, industriales, residenciales, o con escaleras o rampas electromecánicas.

4.- Es Responsable Solidario de Restauración de sitios y Monumentos Históricos, para los siguientes casos:

a). - Las edificaciones ubicadas en zonas del Patrimonio Histórico, Artístico y Arqueológico de la Federación y del Municipio, catalogadas como de alto valor histórico, en correlación con el ROT y con el Catalogo del I.N.A.H.

Obras que requieren RS: Son aquellas consideradas como de alto impacto en el PMDUOET y por la COFEMER, con intervención por especialidad según sea el caso, para lo cual se indica en la tabla "B" anexa (Obras que requieren de responsable solidario).

TABLA "B" OBRAS QUE REQUIEREN DE RESPONSABLE SOLIDARIO

GIROS	CLASIFICACIÓN DE RESPONSABLE SOLIDARIO REQUERIDO				
	SEGURIDAD ESTRUCTURAL	DISEÑO ARQUITECTONICO	DISEÑO URBANO	RESTAURACION	INSTALACIONES
DESARROLLO EN CONDOMINIO VERTICAL HABITACIONAL MEDIO ALTO		(X)	(X)		
DESARROLLO EN CONDOMINIO VERTICAL HABITACIONAL RESIDENCIAL	XX		XX		
FRACCIONAMIENTO Y/O DESARROLLO EN CONDOMINIO HABITACIONAL CAMPESTRE		(X)	(X)		
FRACCIONAMIENTO Y/O DESARROLLO EN CONDOMINIO TURISTICO, RECREATIVO-DEPORTIVO		(X)	(X)		
FRACCIONAMIENTO Y/O DESARROLLO EN CONDOMINIO AGROPECUARIO			X		
FRACCIONAMIENTO Y/O DESARROLLO EN CONDOMINIO COMERCIAL O DE SERVICIOS		(X)	(X)		
FRACCIONAMIENTO Y/O DESARROLLO EN CONDOMINIO INDUSTRIAL		(X)	(X)		
OFICINAS DE GOBIERNO DE 1,000 M2 HASTA 10,000 M2	X				
OFICINAS DE GOBIERNO DE MÁS DE 10,000 M2	X				
GIROS COMERCIALES MAYORES A 1,600.00 M2	XX		XX		
TRIBUNALES Y JUZGADOS	X				
OFICINAS PRIVADAS Y CONSULTORIOS MÉDICOS DE 100 M2 Y HASTA 1,000 M2		(X)	(X)		
OFICINAS PRIVADAS Y CONSULTORIOS MÉDICOS DE MÁS DE 1,000 M2	XX	(X)	(X)		
ALMACENAMIENTO DE MATERIALES QUE REQUIERAN REFRIGERACIÓN, DE NATURALEZA QUÍMICA, RESIDUOS PELIGROSOS U OTROS QUE REQUIERAN MANEJO ESPECIAL					X

GIROS	CLASIFICACIÓN DE RESPONSABLE SOLIDARIO REQUERIDO				
	SEGURIDAD ESTRUCTURAL	DISEÑO ARQUITECTONICO	DISEÑO URBANO	RESTAURACION	INSTALACIONES

ACOPIO, ALMACENAMIENTO Y TRATAMIENTO DE RESIDUOS DE MANEJO ESPECIAL DE HASTA 500 M2					X
ACOPIO, ALMACENAMIENTO Y TRATAMIENTO DE RESIDUOS DE MANEJO ESPECIAL DESDE 501 A 2,000 M2					X
EDIFICIOS COLINDANTES A INMUEBLES CATALOGADOS COMO DE ALTO VALOR HISTORICO				-X-	
INMUEBLES CATALOGADOS POR EL INAH				-X-	
INMUEBLES CATALOGADOS A NIVEL MUNICIPAL				-X-	
INDUSTRIA LIGERA	X				
INDUSTRIA MEDIA	X				
INDUSTRIA PESADA	X				
GASOLINERAS, ESTACIONES DE SERVICIO DE GASOLINA Y/O DIESEL	X				X
ESTACIONES DE CARBURACIÓN Y PLANTAS DE ALMACENAMIENTO PARA SUMINISTRO DE GAS L.P. Y GAS NATURAL	XX				XX
INSTALACIONES PARA LA CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE GAS INDUSTRIAL					X
VENTA DE GASES INDUSTRIALES Y MEDICINALES					X

X.- Indica requerimiento de RS de la especialidad

(X). - Indica requerimiento indistinto (Solo Uno) de RS de la especialidad u otra señalada

XX.- Indica requerimiento de RS de la especialidad con la participación de otro responsable más en diferente especialidad

-X-. - Indica que en caso de que el solicitante sea un PO, requerirá un RS en la especialidad indicada, sin embargo, esta es la única especialidad que puede ejecutarse únicamente con PO si este tiene la especialidad correspondiente en restauración.

NOTA. - En el caso de naves industriales, bodegas y giros comerciales, solo requerirán RS cuando su superficie techada, sea mayor a los 1,600.00 m2 según el artículo 144 del ROT.

ARTÍCULO 16.- Los Responsables Solidarios otorgaran su responsiva en los siguientes casos:

1.- Es responsable solidario en Seguridad Estructural cuando.

- a) Suscriba conjuntamente con el Perito de Obra, el Permiso de construcción;
- b) Suscriba los planos del proyecto estructural, la memoria de cálculo
- c) Suscriba los procedimientos de construcción de las obras y los resultados de las pruebas de control de calidad de los materiales empleados;
- d) Suscriba un dictamen técnico de estabilidad o seguridad de una edificación o instalación y
- e) Suscriba una constancia de seguridad estructural.

2.- Es Responsable Solidario en Diseño Urbano y Arquitectónico cuando.

- a) Suscriba conjuntamente con el Perito de Obra, un Permiso de construcción y;
- b) Suscriba la memoria y los planos del proyecto urbanístico y/o arquitectónico.

3.- Es Responsable en Instalaciones, cuando.

- a) Suscriba conjuntamente con el Perito de Obra, un Permiso de construcción y;
- b) Suscriba la memoria y los planos del proyecto de instalaciones y

c) Suscriba los procedimientos sobre la seguridad de las instalaciones;

ARTÍCULO 17.- Los Peritos de obra, otorgaran su responsiva en los siguientes casos:

1.- Es Perito de Obra cuando.

a) Suscriba conjuntamente con un RS y de forma independiente, un Permiso de construcción de una obra a las que se refiere el ROT y la presente Norma Complementaria, cuya ejecución vaya a realizar directamente por el o por otra persona física, siempre que supervise la misma en los términos que se establecen en esta Norma Complementaria.

b) Tome a su cargo la operación y mantenimiento de una edificación, aceptando la responsabilidad de la misma.

c) Suscriba un dictamen de estabilidad estructural, seguridad e higiene, de una edificación o instalación.

d) Suscriba el visto bueno de seguridad y operación de una obra

e) Todas las obras de edificación, requieren de un Perito de Obra, salvo las consideradas en el artículo 740 del ROT y las de superficie menor a 45 m², siempre y cuando no sea zona residencial e industrial, en su primera fase constructiva o de obra nueva y no eliminen la superficie destinada por el ROT a cochera o estacionamiento.

ARTICULO 18.- Los Peritos de obra, solo podrán otorgar su responsiva profesional solo y cuando cumplan con todo lo dispuesto en la Norma Complementaria y cuando la suma de responsivas en activo o de obras en proceso sea menor a lo indicado en el artículo 12. Los RS deberán cumplir la disposición indicada también en el artículo 12 de la presente norma.

CAPITULO VII.

DE LA SUSPENSIÓN DE ACTIVIDADES DE LOS MIEMBROS DE LA COMISIÓN, DE LOS PO Y RS.

ARTÍCULO 19.- Se pierde el carácter de miembro activo de la Comisión por:

a) Renuncia voluntaria.

b) Suspensión de derechos en su gremio.

c). - Tres Inasistencias continuas, sin aviso previo a las asambleas celebradas de forma quincenal, según sea el caso.

d). - El no cumplimiento de sus responsabilidades y/o encargos de trabajo asignados y aceptados en asambleas, con registro en minutas de trabajo.

e). - La no colaboración activa con la comisión.

f). - Por votación fundamentada de los demás integrantes de la comisión. El Colegio tendrá que evaluar esta decisión, La Dirección de Desarrollo Urbano emitirá un dictamen fundamentado y cada gremio emitirá su decisión.

ARTÍCULO 20.- Cualquier miembro de la Comisión puede renunciar a seguir formando parte de la misma cuando lo estime conveniente, comunicándolo por escrito a su gremio de pertenencia y a la comisión, a través de su coordinador.

ARTÍCULO 21.- Se pierde el carácter de miembro activo del padrón de PO y RS por:

a) Renuncia voluntaria.

b) Suspensión de derechos en su gremio.

c). - Suspensión temporal o definitiva por votación de los integrantes de la comisión, en incumplimiento de sus obligaciones y responsabilidades indicadas en el artículo 646 del ROT y artículos 12 y 13 de la presente norma complementaria, así como también por la integración de información o datos falsos.

Cualquiera que sea el motivo de posible suspensión, la Dirección General de Desarrollo Urbano notificara al Colegio correspondiente y a la comisión de las infracciones cometidas, para su evaluación y aplicación de los artículos señalados.

d) Cuando el PO sea suspendido, podrá acceder al derecho de réplica. La comisión dictaminará en sesión posterior.

e). - Por la no renovación de su registro

f). - La inasistencia anual a la capacitación en apego al artículo 22 del ROT

ARTÍCULO 22.- Los PO y RS, serán suspendidos de sus derechos en los siguientes casos:

a). - Cuando hayan obtenido su inscripción proporcionando datos falsos o cuando dolosamente presenten documentos falsificados o información equivocada en la solicitud de licencia o sus anexos.

b). - Cuando presente autoría de proyectos no elaborados por su persona o razón social que represente.

c). - Cuando a juicio de la comisión no hubiere cumplido sus obligaciones establecidas en el ROT, en sus artículos 646 al, 659 y sus Normas Técnicas Complementarias, en cualquiera de los casos en que haya dado su responsiva profesional.

d). - Cuando haya reincidido en violaciones al ROT y Normas Técnicas Complementarias.

La suspensión se decretará por un mínimo de tres meses y hasta un máximo de seis meses. En casos extremos podrá ser cancelado el registro sin perjuicio de que el PO y RS subsanen las irregularidades en que hayan incurrido.

ARTÍCULO 23.- Se puede solicitar licencia para no ser miembro del padrón de PO y RS, con causa fundamentada, hasta por 3 (tres) años y que la reintegración se considere como renovación del registro. En caso de que el periodo durante el cual el miembro del padrón de PO y RS se mantenga fuera más de tres años, la reintegración se tratara como nuevo ingreso.

CAPÍTULO VIII.

DE LAS SESIONES DE LA COMISION.

ARTÍCULO 24.- Se efectuarán reuniones, quedando establecida la fecha y hora en calendario anual desarrollado en la primera sesión del mes de febrero del año corriente, cuyo sitio es señalado como la oficina de la DGDU en ocupación actual. Las temáticas de las reuniones serán exclusivas de la comisión y tendrán una duración de una hora 30 minutos como máximo, presididas por la Director General de desarrollo Urbano o en su caso por la Dirección de Control del Desarrollo.

ARTÍCULO 25.- Las convocatorias para las reuniones se harán por correo electrónico o por cualquier otro medio, según acuerdos de la misma comisión, considerando por lo menos tres días de anticipación e incluirán el orden del día.

ARTÍCULO 26.- Las sesiones y acuerdo de la comisión, serán válidas con el 50%+1 del número de miembros con derecho a voto; siendo necesario para quorum legal el mismo 50%+1 del miembro de la comisión en funciones. El voto de quien presida la reunión (el presidente o su Suplente) se establece como de calidad en caso de requerir determinar alguna acción de forma prioritaria.

CAPÍTULO IX.

DE LOS REPRESENTANTES COLEGIADOS ANTE LA COMISION.

ARTÍCULO 27.- Al representante Propietario le corresponde:

a) Informar a su gremio de los acuerdos tomados en las reuniones.

b) Proponer el programa de trabajo anual de su gremio como miembros activos de la comisión.

c) Asistir a las reuniones convocadas de la comisión.

d) Aceptar o rechazar por voto, con expresión de causa la admisión de nuevos miembros en el padrón de RS.

- e) Archivar las actas o minutas de las sesiones y formar el libro de actas para expediente de su gremio.
 - f) Tener la representación de su gremio ante la Comisión de PO.
 - g) Dar cuenta de los Permisos de construcción de los miembros de su gremio.
- En el caso de las ausencias del representante propietario, se le informara a su Colegio Respectivo para que realice la sustitución correspondiente.

**NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA DEL REGLAMENTO DE
ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO. PARA
EL PROYECTO ARQUITECTONICO.**

TÍTULO II.

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1.- Fundamento legal.

Con fundamento en lo dispuesto por Reglamento de Ordenamiento Territorial para el Municipio de Celaya, Gto. (ROT) se emiten las disposiciones en las cuales se indican las características, requerimientos y especificaciones técnicas que deben cumplir y/o integrar las solicitudes de permiso de construcción en lo que se refiere al proyecto arquitectónico.

Las presentes Normas se refieren al Título Sexto relativo al Proyecto Arquitectónico del Reglamento de Ordenamiento Territorial para el Municipio de Celaya, Guanajuato, también satisfacen lo dispuesto en el Código Territorial para el Estado de Guanajuato y sus Municipios.

Estas Normas son de aplicación general para todo tipo de edificación con las especificaciones y excepciones que en ellas se indican, se incluyen las edificaciones prefabricadas permanentes.

Señalan la aplicabilidad de otras disposiciones, tales como las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) y las Normas Mexicanas (NMX) cuando así procede. El cumplimiento de estas Normas queda bajo la responsabilidad de los Peritos de Obra y de los responsables solidarios, en su caso.

El proyecto arquitectónico para las edificaciones en el Municipio de Celaya, Guanajuato debe prever las condiciones, elementos y dispositivos de apoyo para las personas con discapacidad, incluyendo a los menores, a las gestantes y a los adultos mayores, éstas brindarán las facilidades mínimas necesarias para el libre acceso.

Las condiciones, elementos y dispositivos de apoyo para las personas con discapacidad se encuentran en los primeros incisos de los requisitos complementarios a las tablas correspondientes a cada uno de los elementos del proyecto arquitectónico que aparecen en estas Normas. En esta sección se incorporan sólo las disposiciones aplicables a los espacios no comprendidos en las edificaciones, en áreas exteriores y en vialidades públicas.

1. PERFIL DE LAS FACHADAS A LA VÍA PÚBLICA. ELEMENTOS QUE SOBRESALEN DEL PARAMENTO.

1.1. FACHADAS: Los elementos arquitectónicos que constituyen el perfil de una fachada exterior, tales como pilastras, sardineles, marcos de puertas y ventanas situados a una altura mayor de 2.50 m sobre el nivel de banqueteta, podrán sobresalir del alineamiento hasta un máximo del 10% del ancho de la banqueteta frontal, hasta un máximo de 0.40 m. Queda prohibido cerrar o destinar estos volúmenes que sobresalen del alineamiento como espacios habitables o complementarios para cualquier uso.

1.2. BALCONES: Los balcones o volúmenes situados a una altura mayor a 2.50 m podrán sobresalir del alineamiento hasta 1.00 m; cuando la banqueteta tenga una anchura de 2.00 m. en adelante, en banquetetas menores de 1.50 m los balcones podrán sobresalir del alineamiento hasta un máximo de 0.60 m, pero al igual que todos los elementos arquitectónicos deben ajustarse a las restricciones sobre distancia a líneas de transmisión que señale la Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEDE "Instalaciones eléctricas" y a las demás disposiciones aplicables sobre obras e instalaciones eléctricas. Queda prohibida la construcción de balcones y volúmenes sobre las colindancias vecinas. Queda prohibido cerrar o destinar a los balcones y los volúmenes que sobresalen del alineamiento como espacios habitables o complementarios para cualquier uso.

1.3. MARQUESINAS: Las marquesinas podrán sobresalir del alineamiento, el ancho de la banqueteta disminuido en 1.00 m, pero sin exceder de 1.50 m y no deben usarse como balcón cuando su construcción se proyecte sobre la vía pública. Tampoco se permitirá construir marquesinas sobre los predios vecinos.

Todos los elementos de la marquesina deben estar situados a una altura mayor de 2.50 m sobre el nivel de la banqueteta.

1.3 ESTACIONAMIENTOS, BICIESTACIONAMIENTOS Y MOTOESTACIONAMIENTOS.

1.3.1 CAJONES DE ESTACIONAMIENTO PARA VEHICULOS Y ESPACIOS PARA BICICLETAS Y MOTOCICLETAS.

La cantidad de cajones y espacios que requiere una edificación estará en función del uso y destino de la misma, así como de las disposiciones que establezca el Programa Municipal de Desarrollo Urbano y Ordenamiento Ecológico Territorial correspondiente. En la Tabla 1.3.1 se indica la cantidad mínima de cajones de estacionamiento y espacios para bicicletas y motocicletas que corresponden al tipo y rango de las edificaciones.

TABLA 1.3.1

USO	RANGO O DESTINO	NUMERO MÍNIMO DE CAJONES Y ESPACIOS DE ESTACIONAMIENTO		
		VEHICULOS	BICICLETAS	MOTOCICLETAS
HABITACIONAL				
UNIFAMILIAR	Hasta 180 m ²	1 por vivienda	No necesario	No necesario
	Más de 180 m ² hasta 300 m ²	2 por vivienda	No necesario	No necesario
	Más de 300 m ² hasta 500 m ²	3 por vivienda	No necesario	No necesario
	Más de 500 m ²	4 por vivienda	No necesario	No necesario
PLURIFAMILIAR (SIN ELEVADOR)	Hasta 60 m ²	0.5 por vivienda	0.5 por vivienda	0.25 por vivienda
	Más de 60 m ² hasta 90 m ²	1 por vivienda	0.5 por vivienda	0.25 por vivienda
	Más de 90 m ² hasta 120 m ²	1.25 por vivienda	0.75 por vivienda	0.25 por vivienda
	Más de 120 m ² hasta 250 m ²	1.5 por vivienda	1 por vivienda	0.33 por vivienda
	Más de 250 m ²	2 por vivienda	No necesario	No necesario
PLURIFAMILIAR (CON ELEVADOR)	Hasta 65 m ²	1.25 por vivienda	0.33 por vivienda	0.20 por vivienda
	Más de 65 m ² hasta 120 m ²	1.5 por vivienda	0.5 por vivienda	0.25 por vivienda
	Más de 120 m ² hasta 250 m ²	2 por vivienda	No necesario	No necesario
	Más de 250 m ²	2.5 por vivienda	No necesario	No necesario
DESARROLLOS EN CONDOMINIO HORIZONTAL, PARA VISITAS	Más de 24 unidades privativas y/o lotes hasta 200	1 por cada 5	1 por cada 10	1 por cada 20
	Más de 201 unidades privativas y/o lotes hasta 500	1 por cada 10	1 por cada 15	1 por cada 30
	Más de 501 unidades privativas y/o lotes	1 por cada 15	1 por cada 20	1 por cada 35
COMERCIAL				
ABASTO Y ALMACENAMIENTO	Central de Abastos	1 por cada 150 m ² construidos	1 por cada 300 m ² construidos	1 por cada 600 m ² construidos
	Mercado	1 por cada 50 (120) m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos	1 por cada 400 m ² construidos
	Bodega de productos perecederos	1 por cada 150 m ² construidos	1 por cada 150 m ² construidos	1 por cada 300 m ² construidos
	Bodega de productos no perecederos y bienes muebles	1 por cada 150 m ² construidos	1 por cada 150 m ² construidos	1 por cada 300 m ² construidos
	Depósito y comercialización de combustible	1 por cada 150 m ² de terreno	No necesario	No necesario
	Gasolineras y Verificentros	1 por cada 150 m ² de terreno	No necesario	No necesario
	Estaciones de gas carburante	1 por cada 150 m ² de terreno	No necesario	No necesario

	Rastros y frigoríficos	1 por cada 120 m ² construidos	1 por cada 300 m ² construidos	1 por cada 600 m ² construidos
	Exhibición y ferias comerciales temporales	1 por cada 70 m ² de terreno o de superficie ocupada del terreno	1 por cada 500 m ² de terreno	1 por cada 300 m ² de terreno
TIENDAS DE PRODUCTOS BÁSICOS Y DE ESPECIALIDADES	Venta de abarrotes, comestibles y comidas elaboradas sin comedor, molinos, panaderías, granos, forrajes, minisupers y misceláneas, mayores de 80 m ²	No necesario hasta 40 m ² construidos De 41 a 150 m ² 1/50 m ² construidos De 151 a 320 m ² 1/40 m ² construidos De 321 a mas m ² 1/30 m ² construidos	No necesario hasta 80 m ² construidos De 81 a 160 m ² 1/80 m ² construidos De 181 a mas m ² 1/60 m ² construidos	No necesario hasta 80 m ² construidos De 81 a mas m ² 1/80 m ² construidos
	Venta de artículos manufacturados, farmacias y boticas mayores a 40 m ²	No necesario hasta 40 m ² construidos De 41 a 150 m ² 1/50 m ² construidos De 121 a 320 m ² 1/40 m ² construidos De 321 a mas m ² 1/30 m ² construidos	No necesario hasta 80 m ² construidos De 81 a 160 m ² 1/80 m ² construidos De 181 a mas m ² 1/60 m ² construidos	No necesario hasta 80 m ² construidos De 81 a mas m ² 1/80 m ² construidos
	Venta de materiales de construcción y madererías	1 por cada 150 m ² de terreno 1 por cada 30 m ² de construcción	1 por cada 50 m ² construidos	1 por cada 100 m ² construidos
	Materiales eléctricos, de sanitarios, ferreterías, Vidrierías, refaccionarias y herrajes, mayores a 40 m ²	No necesario hasta 40 m ² construidos De 41 a 150 m ² 1/50 m ² construidos De 121 a 320 m ² 1/40 m ² construidos	No necesario hasta 80 m ² construidos De 81 a 160 m ² 1/80 m ² construidos De 181 a mas m ² 1/60 m ² construidos	No necesario hasta 80 m ² construidos De 81 a mas m ² 1/80 m ² construidos

		De 321 a mas m ² 1/30 m ² construidos		
--	--	---	--	--

TABLA 1.3.1 (continua)

USO	RANGO O DESTINO	NUMERO MINIMO DE CAJONES Y ESPACIOS DE ESTACIONAMIENTO		
		VEHICULOS	BICICLETAS	MOTOCICLETAS
TIENDAS DE AUTOSERVICIO	Tiendas de autoservicio	1 por cada 40 m ² (30 m ²) construidos	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos
TIENDAS DEPARTAMENTALES	Tiendas de departamentos (Departamentales)	1 por cada 40 m ² (30 m ²) construidos	1 por cada 300 m ² construidos	1 por cada 600 m ² construidos
CENTROS COMERCIALES	Centro Comercial	1 por cada 40 m ² (30 m ²) construidos	1 por cada 300 m ² construidos	1 por cada 600 m ² construidos
AGENCIAS Y TALLERES DE REPARACIÓN	Venta y renta de vehículos y maquinaria	1 por cada 80 (120) m ² construidos	No necesario	No necesario
	Talleres automotrices, llanteras, lavado, lubricación y mantenimiento automotriz	1 por cada 80 (120) m ² construidos	No necesario	No necesario
	Talleres de reparación de maquinaria, de lavadoras, de refrigeradores y de bicicletas, mayores a 80 m ²	1 por cada 80 m ² construidos	No necesario	No necesario
TIENDAS DE SERVICIOS	Baños públicos	1 por cada 40 m ² construidos (1 por cada 4 regaderas, sanitarios no requieren)	1 por cada 6 regaderas, sanitarios no requieren	1 por cada 8 regaderas, sanitarios no requieren
	Gimnasios y adiestramiento físico	1 por cada 40 m ² construidos	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos
	Salas de belleza, estéticas, peluquerías, lavanderías, tintorerías, sastrerías, laboratorios y estudios fotográficos mayores a 80 m ²	No necesario hasta 40 m ² construidos De 41 a 150 m ² 1/50 m ² construidos	1 por cada 50 m ² construidos	1 por cada 100 m ² construidos

		De 121 a 320 m ² 1/40 m ² construidos De 321 a mas m ² 1/30 m ² construidos		
	Servicios de alquiler de artículos en general, mudanzas y paquetería	1 por cada 40 m ² construidos	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos
SERVICIOS				
ADMINISTRACIÓN	Oficinas, despachos y consultorios mayores a 80 m ²	1 por cada 30 m ² construidos	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos
	Representaciones oficiales, embajadas y oficinas consulares	1 por cada 100 (60) m ² construidos	No necesario	No necesario
	Bancos y casas de cambio mayores a 80 m ²	1 por cada 30 m ² construidos de atención al publico	1 por cada 40 m ² construidos	1 por cada 80 m ² construidos
CONSULTORIOS	Consultorios sin encamados	Hasta 120 m ² 1 por cada 60 m ² construidos De 121 a 500 m ² 1 por cada 40 m ² construidos De 501 m ² a mas 1 por cada 30 m ² construidos	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos
HOSPITALES	Hospital de urgencias, de especialidades, general y centro médico	1 por cada 50 m ² construidos Hasta 9 camas 1 cajon/cama Mas de 10 camas 1.25 cajones/cama	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos

TABLA 1.3.1 (continua)

USO	RANGO O DESTINO	NUMERO MINIMO DE CAJONES Y ESPACIOS DE ESTACIONAMIENTO		
		VEHICULOS	BICICLETAS	MOTOCICLETAS
CENTROS DE SALUD	Centros de salud, clínicas de urgencias y clínicas en general	1 por cada 50 m ² construidos Hasta 9 camas 1 cajon/cama Mas de 10 camas 1.25 cajones/cama	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos
	Laboratorios dentales, de análisis clínicos y radiografías	1 por cada 50 m ² construidos Hasta 120 m ² 1 por cada 60 m ² construidos De 121 a 500 m ² 1 por cada 40 m ² construidos De 501 m ² a mas 1 por cada 30 m ² construidos	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos
ASISTENCIA SOCIAL	Asilos de ancianos, casas de cuna y otras instituciones de asistencia	0.10/Huesped En caso de ser Asociación Civil 1cajon/60 m ² de construcción	No necesario	No necesario
ASISTENCIA ANIMAL	Veterinarias y tiendas de animales	1 por cada 75 m ² construidos	1 por cada 150 m ² construidos	1 por cada 250 m ² construidos
	Centros antirrábicos, clínicas y hospitales veterinarios	1 por cada 75 m ² construidos	1 por cada 150 m ² construidos	1 por cada 250 m ² construidos

EDUCACIÓN ELEMENTAL	Guarderías, jardines de niños y escuelas para niños atípicos	Hasta 4 aulas 1 por cada 50 m ² construidos Mas de 5 Aulas 1 cajon por aula	1 por aula	0.5 por aula
	Escuelas Primarias	Hasta 4 aulas 1.25 por cada 50 m ² construidos Mas de 5 Aulas 1.5 cajon por aula	2 por aula	1 por aula
EDUCACIÓN MEDIA, MEDIA SUPERIOR, SUPERIOR E INSTITUCIONES CIENTÍFICAS	Academias de danza, belleza, contabilidad y computación	1 por cada 60 m ² construidos	1 por cada 120 m ² construidos	1 por cada 240 m ² construidos
	Escuelas secundarias y secundarias técnicas	Hasta 4 aulas 1.25 por cada 50 m ² construidos Mas de 5 Aulas 1.5 cajon por aula	2 por aula	1 por aula
	Escuelas preparatorias, institutos técnicos, centros de capacitación CCH, CONALEP, vocacionales y escuelas normales	3 cajones/aula	3 por aula	0.5 por aula
	Politécnicos, tecnológicos, universidades	6 cajones/aula	3 por aula	1 por aula
	Centros de estudio de postgrado	9 cajones/aula	No necesario	No necesario
	Galerías de arte, museos, centros de exposiciones permanente o temporales a cubierto	1 por cada 40 m ² cubiertos	No necesario	No necesario
EXHIBICIONES	exposiciones permanentes o temporales al aire libre (sitios históricos)	1 por cada 100 m ² de terreno	No necesario	No necesario
CENTROS DE INFORMACIÓN	Bibliotecas	1 por cada 60 m ² construidos	1 por cada 120 m ² construidos	1 por cada 240 m ² construidos
INSTITUCIONES RELIGIOSAS	Templos y lugares para culto	1 por cada 40 m ² construidos	1 por cada 80 m ² construidos	1 por cada 160 m ² construidos
	Instalaciones religiosas, seminarios y conventos	1 por cada 80 m ² construidos	1 por cada 160 m ² construidos	1 por cada 320 m ² construidos

TABLA 1.3.1 (continúa)

USO	RANGO O DESTINO	NUMERO MÍNIMO DE CAJONES Y ESPACIOS DE ESTACIONAMIENTO		
		VEHICULOS	BICICLETAS	MOTOCICLETAS
ALIMENTOS Y BEBIDAS	Cafeterías, cafeterías con internet, fondas	Hasta 120 m ² 1 por cada 60 m ² construidos	1 por cada 80 m ² construidos	1 por cada 160 m ² construidos
		De 121 a 250 m ² 1 por cada 40 m ² construidos		
		De 251 m ² 1 por cada 30 m ² construidos		
	Restaurantes mayores de 80 m ² y hasta 200 m ²	1 por cada 20 m ² construidos	1 por cada 50 m ² construidos	1 por cada 100 m ² construidos
	Centros nocturnos y discotecas	1 por cada 7.5 m ² construidos	No necesario	No necesario
	Cantinas, bares, cervecerías, pulquerías y videobares	1 por cada 10 m ² construidos	No necesario	No necesario
Restaurantes mayores de 200 m ²	1 por cada 15 m ² construidos	No necesario	No necesario	
ENTRETENIMIENTO	Circos y ferias	1 por cada 70 m ² de terreno	No necesario	No necesario

	Auditorios, teatros, cines, salas de conciertos, cineteca, centros de convenciones	1 por cada 0.25/butaca	No necesario	No necesario
RECREACIÓN SOCIAL	Salones y jardines para fiestas infantiles	1 por cada 40 m ² construidos (o de terreno en el caso de los jardines)	No necesario	No necesario
	Centros comunitarios, culturales	1 por cada 40 m ² construidos	1 por cada 80 m ² construidos	1 por cada 160 m ² construidos
	Clubes sociales, salones y jardines para banquetes	1 por cada 20 m ² Por área util (o de terreno en el caso de los jardines)	No necesario	No necesario
DEPORTES Y RECREACIÓN	Lienzos charros y clubes campestres	1 por cada 0.20 por butaca	1 por cada .01 por butaca	1 por cada .005 por butaca
	Centros deportivos	1 por cada 75 m ² construidos	1 por cada 150 m ² construidos	1 por cada 300 m ² construidos
	Estadios, hipódromos, autodromos, galgódromos, velódromos, arenas taurinas y campos de tiro	1 por cada 0.20 por butaca	1 por cada .01 por butaca	1 por cada .005 por butaca
	Boliches y pistas de patinaje	1 por cada 60 m ² construidos	1 por cada 120 m ² construidos	1 por cada 240 m ² construidos
	Billares, salones de juegos electrónicos y de mesa sin apuestas, mayores de 80 m ²	1 por cada 20 m ² construidos	1 por cada 50 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos
ALOJAMIENTO				
	Moteles	1 por habitación	No necesario	No necesario
	Hoteles de negocios (business class)	0.5 por habitacion	No necesario	No necesario
	Hoteles de Turismo	1 por habitación	No necesario	No necesario
	Hoteles con restaurant	Sumar a la habitación 1 cajon por cada 40 m2 construidos de restaurant	No necesario	No necesario
	Hoteles con salones de eventos	Sumar a la habitación 1 cajon por cada 40 m2 construidos de salón de eventos	No necesario	No necesario

POLICIA	Garitas y casetas de vigilancia	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 150 m ² construidos	1 por cada 300 m ² construidos
	Encierro de vehículos, estaciones de policía y agencias ministeriales	1 por cada 50 m ² construidos	1 por cada 150 m ² construidos	1 por cada 300 m ² construidos
BOMBEROS	Estación de bomberos	1 por cada 50 m ² construidos	No necesario	No necesario
RECLUSORIOS	Centros de readaptación social y de integración familiar y reformatorio	1 por cada 30 espacios para interno Reformatorio 1 por 3 internos	1 por cada 200 m ² construidos	1 por cada 300 m ² construidos
EMERGENCIAS	Puestos de socorro y centrales de ambulancias	1 por cada 100 m ² construidos	No necesario	No necesario

TABLA 1.3.1 (continúa)

USO	RANGO O DESTINO	NUMERO MINIMO DE CAJONES Y ESPACIOS DE ESTACIONAMIENTO		
		VEHICULOS	BICICLETAS	MOTOCICLETAS
FUNERARIOS	Cementerios y crematorios	1 cajon por cada 100 fosas	1 por cada 200 fosas	1 por cada 300 fosas
	Agencias funerarias y de inhumación	1 por cada 30 m ² construidos	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos
TRANSPORTES TERRESTRES	Terminal de autotransporte urbano y foráneo	1.5 cajones por cada cajón de abordaje	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos
	Terminales de carga	1 cajon por cada 2 cajones de carga y descarga	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos
	Estaciones de sistema de transporte colectivo	1 por cada 200 m ² construidos	1 por cada 120 m ² construidos	1 por cada 240 m ² construidos
	Encierro y mantenimiento de vehículos	1 por cada 100 m ² construidos	No necesario	No necesario
	Terminales del sistema de transporte colectivo	1 por cada 40 m ² construidos	1 por cada 120 m ² construidos	1 por cada 240 m ² construidos
TRANSPORTES AÉREOS	Terminales aéreas (incluye servicio de helicóptero para renta)	1 por cada 30 m ² construidos	No necesario	No necesario

	Helipuertos (plataforma en azotea), no se permite en zona de estacionamiento	No requiere	No necesario	No necesario
COMUNICACIONES	Agencias de correos, telégrafos y teléfonos	1 cajon por ventanilla	1 por cada 60 m ² construidos	1 por cada 180 m ² construidos
	Centrales telefónicas y de correos, telégrafos con atención al público	1 cajon por ventanilla	1 por cada 60 m ² construidos	1 por cada 180 m ² construidos
	Centrales telefónicas sin atención al público	1 por cada 100 m ² construidos	No necesario	No necesario
	Estación de radio o televisión, con auditorio y estudios cinematográficos	1 por cada 30 m ² construidos	1 por cada 60 m ² construidos	1 por cada 180 m ² construidos
	Estaciones repetidoras de comunicación celular	No requiere	No necesario	No necesario

TABLA 1.3.1 (continúa)

USO	RANGO O DESTINO	NUMERO MÍNIMO DE CAJONES Y ESPACIOS DE ESTACIONAMIENTO		
		VEHICULOS	BICICLETAS	MOTOCICLETAS
INDUSTRIA				
INDUSTRIA	Micro-industria, industria doméstica y de alta tecnología	1 por cada 125m ² construidos	1 por cada 250 m ² construidos	1 por cada 500 m ² construidos
	Industria vecina y pequeña	1 por cada 125m ² construidos	1 por cada 250 m ² construidos	1 por cada 500 m ² construidos

INFRAESTRUCTURA				
INFRAESTRUCTURA	Estaciones y subestaciones eléctricas	1 por cada 200 m ² construidos	No necesario	No necesario
	Estaciones de transferencia de basura	1 por cada 200 m ² construidos	No necesario	No necesario
ESPACIOS ABIERTOS				
	Plazas y explanadas	1 por cada 250 m ² construidos	1 por cada 200 m ² construidos	1 por cada 400 m ² construidos
	Jardines y parques	1 por cada 250 m ² de terreno	1 por cada 500 m ² de terreno	1 por cada 2000 m ² de terreno
SUELO DE CONSERVACIÓN				
AGROINDUSTRIA	Todas las instalaciones necesarias para la transformación industrial o biotecnológica de la producción rural de acuerdo con la normatividad vigente	1 por cada 100 m ² construidos	1 por cada 120 m ² construidos	1 por cada 240 m ² construidos
INFRAESTRUCTURA	Bordos y presas	No requiere	No necesario	No necesario
	Centrales de maquinaria agrícola	1 por cada 100 m ² construidos		
FORESTAL	Campos para silvicultura	No requiere	No necesario	No necesario
	Campos experimentales	No requiere	No necesario	No necesario
	Viveros (Solo para áreas administrativas)	No requiere (1 por cada 100 m ² construidos)		
PISCÍCOLA	Viveros (Solo para áreas administrativas)	No requiere (1 por cada 100 m ² construidos)		
	Laboratorios	1 por cada 75 m ² construidos		
	Estanques, presas y bordos	No requiere	No necesario	No necesario
	Bodegas para implementos y alimenticios	1 por cada 200 m ² construidos		

AGRÍCOLA	Campos de cultivos anuales de estación y de plantación	No requiere	No necesario	No necesario
	Viveros, hortalizas, invernaderos e instalaciones hidropónicas o de cultivo biotecnológicos	1 por cada 100 m ² construidos (de vivero)		
PECUARIA	Prados, potreros y aguajes	No requiere	No necesario	No necesario
	Zahúrdas, establos y corrales	No requiere	No necesario	No necesario
	Laboratorios e instalaciones de asistencia animal	1 por cada 100 m ² construidos		

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 1.3.1

- I. Cuando se hace referencia a vivienda o a metros cuadrados construidos, se considera la totalidad de la superficie construida cubierta de todos los niveles, excluyendo únicamente la destinada al estacionamiento o cochera, en su caso, las graderías se consideraran como superficie construida;
- II. La demanda total de cajones de estacionamiento de un inmueble con dos o más usos, será la suma de las demandas de cada uno de ellos. Para el cálculo de la demanda el porcentaje mayor a 0.50 se considera como un cajón;
- III. La demanda de cajones de estacionamiento para los usos o destinos indicados en la Tabla, será por local o cuando la suma de locales sea mayor a 40.00 m² y en todos los casos donde se indique la necesidad de espacios para bicicletas y motocicletas el resultado de cajones destinados a automóviles, se podrá disminuir a criterio del proyectista hasta en un 10% por espacio total destinado a bicicletas y un 10% por espacio total destinado a motocicletas.
- IV. Las medidas de los cajones de estacionamientos para vehículos serán de 5.00 x 2.50 m.
- V. Cuando el estacionamiento sea en "cordón", el espacio para el acomodo de vehículos será de 6.00 x 2.50 m.
- VI. Los estacionamientos públicos y privados deben destinar un cajón con dimensiones de 5.00 x 3.80 m de cada veinticinco o fracción a partir de doce, sin ser necesario incrementar la cantidad resultante con relación a su superficie o UBS, para uso exclusivo de personas con discapacidad, estos cajones deberán estar ubicados lo más cerca posible de la entrada a la edificación o a la zona de elevadores, de preferencia al mismo nivel que éstas, en el caso de existir desniveles se debe contar con rampas de un ancho mínimo de 1.00 m y pendiente máxima del 8%. También debe existir una ruta libre de obstáculos entre el estacionamiento y el acceso al edificio.
- VII. El ancho mínimo de los cajones para camiones y autobuses será de 3.50 m. para estacionamiento en batería y de 3.00 m. en cordón; la longitud del cajón debe ser resultado de un análisis del tipo de vehículos dominantes;
- VIII. En los estacionamientos públicos o privados que no sean de autoservicio, podrán permitirse que los espacios se dispongan de tal manera que para sacar un vehículo se mueva un máximo de dos;
- IX. No se permiten cajones de estacionamiento en rampas con pendiente mayor al 8%.
- X. Las demandas de cajones de estacionamiento de usos no establecidos en la tabla serán propuestos por el Perito de Obra (PO), quien debe incluir un análisis y justificación en la Memoria Descriptiva del proyecto.
- XI. Las edificaciones que requieran de estudio de impacto Vial, se sujetarán al dictamen emitido por la Dirección General de Desarrollo Urbano, de acuerdo al procedimiento establecido en el Código Territorial para el Estado de Guanajuato y sus Municipios.
- XII. Las edificaciones existentes con antigüedad mínima de edificación de 10 años comprobable a través de documento oficial, que pretendan cambiar el uso o destino y que no cumplan con la totalidad de los cajones de estacionamiento dentro de sus predios, siempre y cuando su giro pretendido no sean considerado por el PMDUOET como de alto impacto, podrán usar para tal efecto

otros predios, siempre y cuando no se encuentren a una distancia mayor de 300.00 m y no se atraviesen vialidades confinadas y demuestren a la Administración que cuentan con los cajones necesarios para cubrir la demanda total de estacionamiento; en ambos casos se deben colocar letreros señalando la ubicación del estacionamiento y la edificación a la que dan servicio;

XIII. Los inmuebles y espacios urbanos comprendidos dentro de la delimitación del Centro Histórico en sus primeros dos perímetros (A-B), de edificaciones existentes, quedan exentos de la obligatoriedad de cajones de estacionamiento y espacios para motocicletas, más no así de los espacios para bicicletas.

XIV. La altura libre mínima en la entrada y dentro de los estacionamientos, incluyendo pasillos de circulación, áreas de espera, cajones y rampas, será no menor de 2.20 m;

XV. Las edificaciones destinadas a agencias del ministerio público, tribunales y juzgados, deben proporcionar un área adicional para vehículos siniestrados;

XVI. Los locales comerciales a partir de 240.00 m², las tiendas de autoservicio y departamentales, los centros comerciales y los mercados contarán con una zona de maniobra de carga y descarga de 1.00 m² por cada 40.00 m² de construcción de bodegas y/o frigoríficos, cuya superficie mínima será de 15.00 m²;

XVII. En las edificaciones destinadas a talleres automotrices, llanteras y similares, no se considerará el área de reparación como espacio de estacionamiento;

XVIII. Las edificaciones destinadas a la educación, excepto las guarderías, preescolares, escuelas y centros de atención múltiple, deben tener área de estacionamiento exclusivo para transporte escolar;

XIX. En los edificios de servicio de salud y asistencia (hospitales, clínicas, centros de salud o sanatorios), cumplirán adicionalmente con las siguientes disposiciones:

- a. El servicio de urgencias debe estar provisto de un espacio independiente para ambulancias;
- b. Las edificaciones mayores a 1,000.00 m² deben contar con un estacionamiento independiente para vehículos de transporte de desechos sólidos; y
- c. A partir de 200 camas deben contar con un helipuerto de emergencia. Adicionalmente, estas edificaciones deben tener un acceso libre en la vía pública para vehículos de emergencia.

XX. Para cubrir la demanda de cajones de estacionamiento requerida y resolver adecuadamente las circulaciones, se podrán utilizar equipos mecánicos en interiores y exteriores como plataformas giratorias, eleva-autos (duplicadores y triplicadores), así como elevadores para autos (montacargas) en lugar de las rampas. El Perito de Obra debe incluir en la Memoria Descriptiva del proyecto su justificación, las dimensiones de los equipos y el análisis de los espacios y circulaciones correspondientes.

XXI. Las circulaciones verticales para los usuarios y para el personal de los estacionamientos públicos deben estar separadas entre sí de las destinadas a los vehículos; deben ubicarse en lugares independientes de la zona de recepción y entrega de vehículos y deben cumplir con lo dispuesto para escaleras en esta norma de Proyecto Arquitectónico;

XXII. Las circulaciones para vehículos en estacionamientos públicos deben estar separadas de las destinadas a los peatones;

XXIII. Los estacionamientos públicos deben tener carriles separados debidamente señalados para la entrada y salida de los vehículos, con una anchura mínima de 3.00 m cada uno, en el caso de circular autobuses o camiones éstos deben tener una anchura mínima de 3.50 m; en los estacionamientos privados de hasta 60 cajones, se admite que tengan un solo carril de entrada y salida con ancho mínimo de 6.00 m. a excepción de los estacionamientos ubicados en los perímetros de Centro Histórico;

XXIV. Los estacionamientos públicos tendrán áreas de espera techadas para la entrega y recepción de vehículos ubicadas a cada lado de los carriles a que se refiere la fracción anterior, con una longitud mínima de 4.50 m, una anchura no menor de 1.20 m y el piso terminado estará elevado por lo menos 0.15 m sobre la superficie de rodamiento de los vehículos;

XXV. Los estacionamientos públicos tendrán una caseta de control anexa a las áreas de espera para el público, situada a una distancia no menor de 4.50 m del alineamiento y con una superficie mínima de 1.00 m²;

XXVI. Las rampas para los vehículos tendrán una pendiente máxima de 15 a 20%;

XXVII. Las rampas de los estacionamientos tendrán una anchura mínima en rectas de 2.50 m y en curvas de 3.50 m, el radio mínimo en curvas medido al eje de la rampa será de 7.50 m. Las rampas con pendientes superiores al 12%, al inicio y al término de la pendiente donde los planos de cada piso se cruzan con el piso de la rampa, deben tener una zona de transición con una pendiente intermedia del 6% en un tramo horizontal de 3.60 m de longitud (ver Figuras 1.3-A y 1.3-B);

XXVIII. En los estacionamientos deben existir protecciones adecuadas en rampas, colindancias, fachadas y elementos estructurales, con dispositivos capaces de resistir los posibles impactos de los automóviles;

XXIX. Las rampas estarán delimitadas por una guarnición con una altura de 0.15 m y una banqueta de protección con una anchura mínima de 0.30 m en rectas y de 0.50 m en curva; en este último caso, debe existir un pretil de 0.60 m de altura por lo menos;

XXX. Las columnas y muros que limiten los carriles de circulación de vehículos deben tener una banqueta de 0.15 m de altura y 0.30 m de anchura, con los ángulos redondeados;

XXXI. Las rampas en los estacionamientos no deben sobresalir del alineamiento;

XXXII. Todos los estacionamientos públicos deben tener servicios sanitarios de acuerdo a la tabla correspondiente de estas Normas;

XXXIII. Los predios que se ubiquen en esquina deben tener la entrada y salida para vehículos sobre la calle de menor flujo vehicular y quedar lo más alejado posible de la esquina; la entrada debe estar antes de la salida según el sentido del tránsito de la calle; y

XXXIV. En los estacionamientos, excepto los destinados a vivienda, se debe colocar señalamiento horizontal y vertical relativo a los sentidos de la circulación vehicular y de información al peatón.

XXXV. En todas las edificaciones correspondientes a obra pública municipal, Estatal y Federal, los cajones de estacionamiento deberán corresponder a lo indicado por el Sistema Normativo de Equipamiento Urbano vigente.

XXXVI. Cualquier situación no prevista, será solventada para el caso en específico del proyecto pretendido a edificar, por la comisión de Peritos de Obra en turno.

XXXVII. Adicional al área de carga y descarga ó de reparación, cualquier uso o giro no comprendido en la tabla de normatividad de estacionamientos, se sujetará al estudio y aprobación de la Dirección General de Desarrollo Urbano.

XXXVIII. La capacidad requerida de cajones de estacionamiento con relación a metros cuadrados de construcción, será calculada únicamente por el área útil del inmueble. Las áreas de servicio no generan más servicios.

XXXIX. La superficie de construcción de un inmueble utilizada como estacionamiento de servicio particular, dentro del mismo predio, no se considera para el cálculo de la superficie del CUS (Coeficiente de Utilización del Suelo)

1.3.2. ANCHO DE LOS PASILLOS DE CIRCULACIÓN

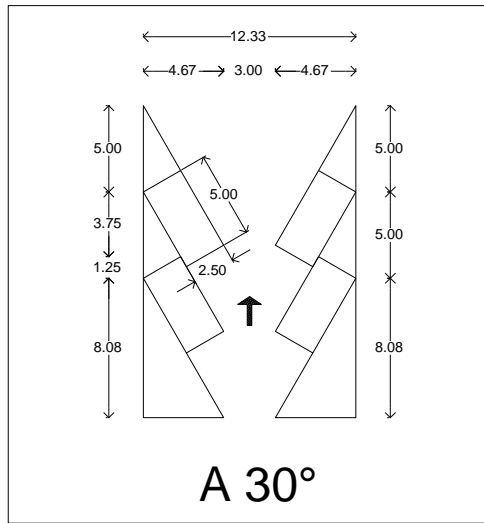
En los estacionamientos se debe dejar pasillos para la circulación de los vehículos de conformidad con lo establecido en la Tabla 1.3.2 (ver Figura 1.3-A).

TABLA 1.3.2

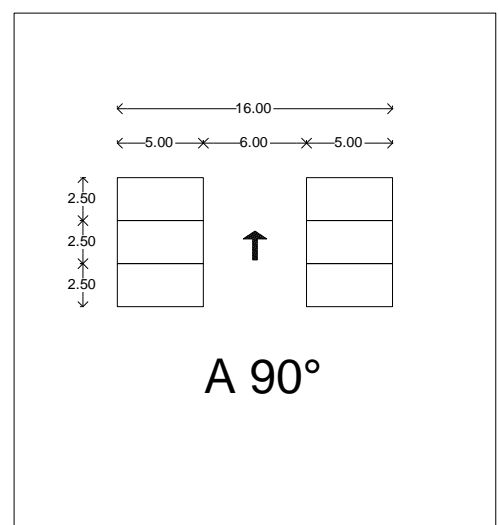
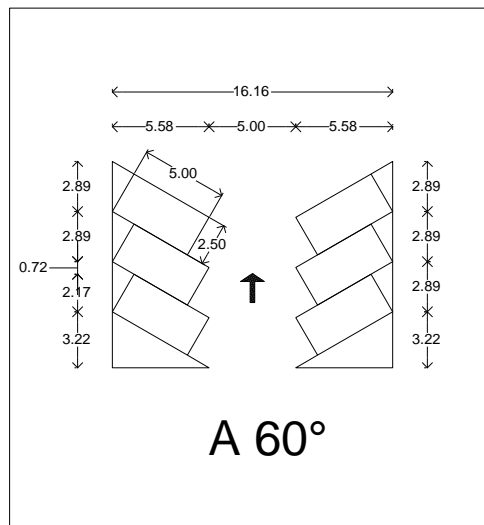
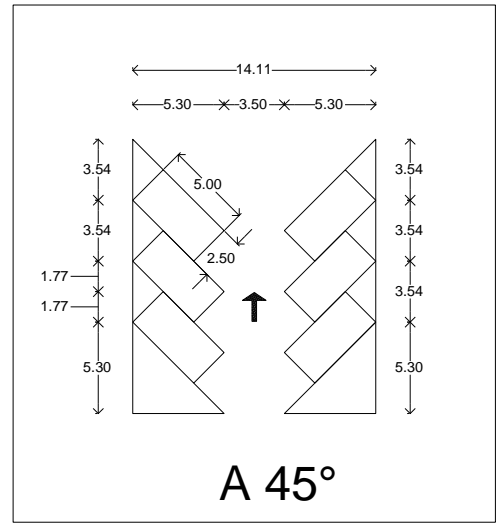
ANGULO DEL CAJÓN	AUTOS (ancho en metros)
30°	3.50
45°	3.50
60°	5.00
90°	6.00

**FIGURA 1.3.2-A.
AUTOS**

**FIGURA
1.3.2-A.**



TRANSICIÓN EN RAMPAS



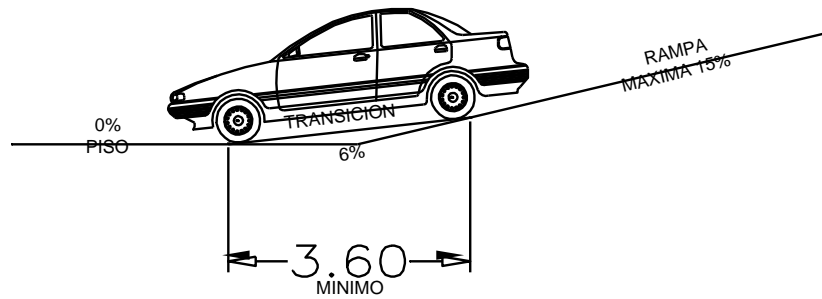
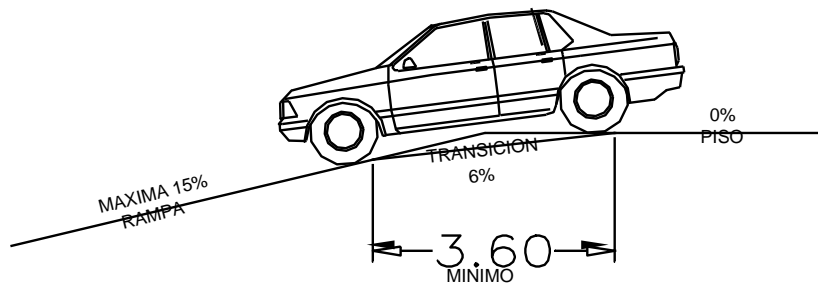
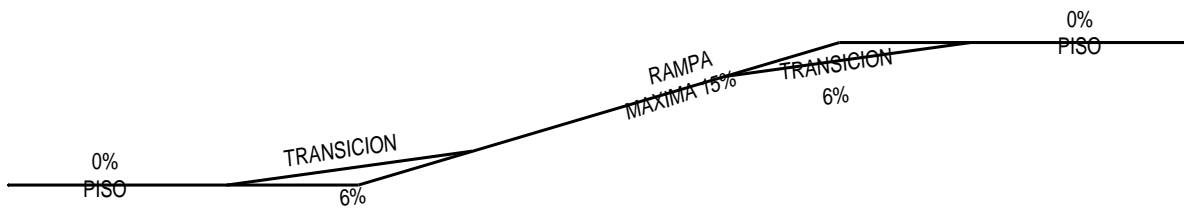


FIGURA 1.3-B.
TRANSICIÓN EN RAMPAS



CAPÍTULO 2. **HABITABILIDAD, ACCESIBILIDAD Y FUNCIONAMIENTO**

2.1 DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS LOCALES EN LAS EDIFICACIONES.

La altura máxima de entrepiso en las edificaciones será de 3.85 m, excepto los casos que se señalen en la Tabla 2.1 y en los estacionamientos que incorporen eleva-autos. En caso de exceder esta altura

se tomará como equivalente a dos niveles construidos para efectos de la clasificación de usos y destinos y para la dotación de elevadores, mas no así para el CUS.

Las dimensiones y características mínimas con que deben contar los locales en las edificaciones según su uso o destino, se determinan conforme a los parámetros que se establecen en la siguiente tabla.

TABLA 2.1

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
HABITACIONAL					
VIVIENDA UNIFAMILIAR VIVIENDA PLURIFAMILIAR	Recámara principal	7.29	2.70	2.30	
	Recámaras adicionales, alcoba, cuarto de servicio y otros espacios habitables	6.00	2.20	2.30	
	Sala o estancia	7.30	2.60	2.30	
	Comedor	6.30	2.40	2.30	
	Sala-comedor	13.00	2.60	2.30	
	Cocina	3.00	1.50	2.30	
	Cocineta integrada a estancia o a comedor	-	2.00	2.30	(a)
	Cuarto de lavado	1.68	1.40	2.30	
	Baños y sanitarios	-	-	2.30	(b)
	Estancia o espacio único habitable	25.00	2.60	2.30	

TABLA 2.1 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
COMERCIAL					
ABASTO Y ALMACENAMIENTO	Bodegas	9.00	2.60	2.70	
	Mercado: Puestos sin preparación de alimento	2.25	1.50	3.00	
	Puestos con preparación de alimento	3.00	1.50	3.00	
	Locales	6.00	2.00	2.50	
	Gasolineras con bombas de servicio al público	ASEA	ASEA	ASEA	
TIENDAS DE PRODUCTOS BÁSICOS Y ESPECIALIDADES	Locales hasta 250 m ²	-	-	2.50	
	de más de 250 m ²	-	-	3.00	
TIENDAS DE AUTOSERVICIO	Área de ventas: hasta 250 m ²	-	-	3.00	
	de 251 a 2500 m ²	-	-	3.00	
	más de 2500 m ²	-	-	3.00	
TIENDAS DE DEPARTAMENTOS Y CENTROS COMERCIALES	Área de ventas hasta 2,500 m ²	-	-	3.00	
	de 2,501 a 5,000 m ²	-	-	3.00	
	de 5,001 a 10,000 m ²	-	-	4.00	
	más de 10,000 m ²	-	-	5.00	
AGENCIAS Y TALLERES DE REPARACIÓN (Venta o renta de materiales y vehículos)	Ventas a cubierto hasta 250 m ²	-	-	3.00	
	más de 250 m ²	-	-	3.00	

	Áreas de trabajo a cubierto hasta 250 m ²	10.00m ³ / Trabajador	PO	PO	
	más de 250 m ²	10.00m ³ / Trabajador	PO	PO	

TABLA 2.1 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
TIENDAS DE SERVICIOS	Baños públicos: Regaderas individuales y vestidores individuales	2.00 m ²	0.90	2.50	
	Otros servicios: hasta 250 m ²	-	-	2.50	
SERVICIOS					
ADMINISTRACIÓN (bancos, casas de bolsa, casas de cambio y oficinas privadas y públicas)	Suma de áreas de trabajo en el mismo nivel:				(c)
	Hasta 250 m ²	5.00 m ² /empleado	-	3.00	
	de 251 a 2,500 m ²	6.00 m ² /empleado	-	3.00	
	de 2,501 a 5,000 m ²	7.00 m ² /empleado	-	3.00	
	más de 5,000 m ²	8.00 m ² /empleado	-	3.00	

TABLA 2.1 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
HOSPITALES Y CENTROS DE SALUD	Consultorios	6.00	2.40	2.50	
	Cuartos de encamados Individuales	7.30 m ² /cama	2.70	2.50	
	comunes (2 a 3 camas)	6.00 m ² /cama	3.30	3.00	
	comunes (4 camas o más)	5.50 m ² /cama	5.00	3.00	
	Salas de operación, laboratorios y demás locales	PO	PO	PO	
	Servicios médicos de urgencia (públicos y privados)	PO	PO	3.00	
ASISTENCIA SOCIAL	Asilos de ancianos, casas de cuna y otras instituciones de asistencia	PO	PO	2.50	
ASISTENCIA ANIMAL	Áreas de trabajo	PO	PO	PO	
EDUCACIÓN ELEMENTAL (PREESCOLAR)	Áreas de lactantes	0.50m ² /lactante	-	2.50	
	Aulas preescolares	0.60 m ² /alumno	-	INIFED	
	Áreas de esparcimiento al aire libre	0.60 m ² /alumno	-	INIFED	
EDUCACIÓN PRIMARIA Y MEDIA	Superficie del predio	2.50 m ² /alumno	-	INIFED	
	Aulas	0.90 m ² /alumno	-	INIFED	
EDUCACIÓN MEDIA SUPERIOR, SUPERIOR Y EDUCACIÓN INFORMAL E INSTITUCIONES CIENTÍFICAS	Superficie del predio	3.00 m ² /alumno	-	INIFED	
	Aulas	0.90 m ² /alumno	-	INIFED	
	Áreas de esparcimiento al aire libre	1.00 m ² /alumno	-	INIFED	
	Cubículos cerrados	6.00 m ² /alumno	-	INIFED	

	Cubículos abiertos	5.00 m ² /alumno	-	INIFED	
	Laboratorios	PO	PO	INIFED	
EXHIBICIONES	Galerías y museos	-	-	INIFED	(i)
CENTROS DE INFORMACIÓN (Bibliotecas)	hasta 250 m ²		-	INIFED	
	más de 250 m ²		-	INIFED	

TABLA 2.1 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
INSTITUCIONES RELIGIOSAS	Hasta 250 concurrentes	0.50 m ² /asiento 1.75 m ³ /asiento	0.45 m / asiento	3.00	(f, g)
	Más de 250 concurrentes	0.70 m ² /asiento 3.00 m ³ /asiento	0.50 m / asiento	5.00	
ALIMENTOS Y BEBIDAS	Bares y locales de comida rápida:				(e)
	Área de comensales	0.50 m ² /comensal	-	3.00	
	Área de cocina y servicios	0.10 m ² /comensal	-	3.00	
	Los demás locales de				
	Alimentos:				
	Área de comensales sentados	1.00 m ² /comensal	-	3.00	
	Área de servicios	0.40 m ² /comensal	-	3.00	

TABLA 2.1 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
ENTRETENIMIENTO	Auditorios, teatros, cines, salas de concierto, centros de convenciones Hasta 250 concurrentes	0.50 m ² /persona 1.75 m ³ /persona	0.45 m / asiento	PO	(g, h, j)
	Más de 250 concurrentes	0.70 m ² /persona 3.00 m ³ /persona	0.50 m / asiento	PO	
DEPORTES Y RECREACIÓN	Canchas o instalaciones de prácticas y exhibiciones	PO	PO	PO	
	Graderías	0.50 m ² /asiento	0.45 m / asiento	PO	
ALOJAMIENTO	Hoteles y moteles: Cuartos	7.00 m ²	2.40	2.50	
	Residencias colectivas y casa de huéspedes: Dormitorios individuales	6.00	2.20	2.50	
	Dormitorios comunes: hasta 250 ocupantes	10.00 m ³ /persona	-	2.50	(d)
	más de 250 ocupantes	12.00 m ³ /persona	-	2.50	
	Albergues juveniles Dormitorios comunes	10.00 m ³ /persona	-	2.50	
	Campamentos para remolques y campismo	PO	PO	PO	

POLICIA BOMBEROS	Áreas administrativas	5.00 m ² /empleado		2.50	
	Dormitorios comunes	10.00 m ³ /persona		2.50	
RECLUSORIOS	Celdas individuales	5.00 m ²	2.00	2.30	
	Celdas comunes	3.00 m ³ /interno	2.70	2.30	
EMERGENCIAS		PO	PO	PO	
FUNERARIOS:					
AGENCIAS FUNERARIAS	Salas de velación, crematorios y mausoleos	1.00 m ² /persona	-	3.00	

TABLA 2.1 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
TRANSPORTES TERRESTRES	Estacionamientos privados y públicos:	-	-	2.30	
	Estacionamiento para autobuses y ambulancias, en hoteles, centros escolares u hospitales	PO	PO	PO	
COMUNICACIONES		PO	PO	2.50	
INDUSTRIA					
	Todo tipo de industria Área de trabajo	2.00m ² /trabajador o 10.00m ³ /trabajador	PO	PO	

TABLA 2.1

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
HABITACIONAL					
VIVIENDA UNIFAMILIAR VIVIENDA PLURIFAMILIAR	Recámara principal	7.29	2.70	2.30	
	Recámaras adicionales, alcoba, cuarto de servicio y otros espacios habitables	6.00	2.20	2.30	
	Sala o estancia	7.30	2.60	2.30	
	Comedor	6.30	2.40	2.30	
	Sala-comedor	13.00	2.60	2.30	
	Cocina	3.00	1.50	2.30	
	Cocineta integrada a estancia o a comedor	-	2.00	2.30	(a)
	Cuarto de lavado	1.68	1.40	2.30	
	Baños y sanitarios	-	-	2.30	(b)
	Estancia o espacio único habitable	25.00	2.60	2.30	

TABLA 2.1 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
COMERCIAL					
ABASTO Y ALMACENAMIENTO	Bodegas	9.00	2.60	2.70	
	Mercado: Puestos sin preparación de alimento	2.25	1.50	3.00	
	Puestos con preparación de alimento	3.00	1.50	3.00	
	Locales	6.00	2.00	2.50	
	Gasolineras con bombas de servicio al público	ASEA	ASEA	ASEA	
TIENDAS DE PRODUCTOS BÁSICOS Y ESPECIALIDADES	Locales hasta 250 m ²	-	-	2.50	
	de más de 250 m ²	-	-	3.00	
TIENDAS DE AUTOSERVICIO	Área de ventas: hasta 250 m ²	-	-	3.00	
	de 251 a 2500 m ²	-	-	3.00	
	más de 2500 m ²	-	-	3.00	
TIENDAS DE DEPARTAMENTOS Y CENTROS COMERCIALES	Área de ventas hasta 2,500 m ²	-	-	3.00	
	de 2,501 a 5,000 m ²	-	-	3.00	
	de 5,001 a 10,000 m ²	-	-	4.00	
	más de 10,000 m ²	-	-	5.00	
AGENCIAS Y TALLERES DE REPARACIÓN (Venta o renta de materiales y vehículos)	Ventas a cubierto hasta 250 m ²	-	-	3.00	
	más de 250 m ²	-	-	3.00	

	Áreas de trabajo a cubierto hasta 250 m ²	10.00m ³ / Trabajador	PO	PO	
	más de 250 m ²	10.00m ³ / Trabajador	PO	PO	

TABLA 2.1 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
TIENDAS DE SERVICIOS	Baños públicos: Regaderas individuales y vestidores individuales	2.00 m ²	0.90	2.50	
	Otros servicios: hasta 250 m ²	-	-	2.50	
SERVICIOS					
ADMINISTRACIÓN (bancos, casas de bolsa, casas de cambio y oficinas privadas y públicas)	Suma de áreas de trabajo en el mismo nivel:				(c)
	Hasta 250 m ²	5.00 m ² /empleado	-	3.00	
	de 251 a 2,500 m ²	6.00 m ² /empleado	-	3.00	
	de 2,501 a 5,000 m ²	7.00 m ² /empleado	-	3.00	
	más de 5,000 m ²	8.00 m ² /empleado	-	3.00	

TABLA 2.1 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
HOSPITALES Y CENTROS DE SALUD	Consultorios	6.00	2.40	2.50	
	Cuartos de encamados Individuales	7.30 m ² /cama	2.70	2.50	
	comunes (2 a 3 camas)	6.00 m ² /cama	3.30	3.00	
	comunes (4 camas o más)	5.50 m ² /cama	5.00	3.00	
	Salas de operación, laboratorios y demás locales	PO	PO	PO	
	Servicios médicos de urgencia (públicos y privados)	PO	PO	3.00	
ASISTENCIA SOCIAL	Asilos de ancianos, casas de cuna y otras instituciones de asistencia	PO	PO	2.50	
ASISTENCIA ANIMAL	Áreas de trabajo	PO	PO	PO	
EDUCACIÓN ELEMENTAL (PREESCOLAR)	Áreas de lactantes	0.50m ² /lactante	-	2.50	
	Aulas preescolares	0.60 m ² /alumno	-	INIFED	
	Áreas de esparcimiento al aire libre	0.60 m ² /alumno	-	INIFED	
EDUCACIÓN PRIMARIA Y MEDIA	Superficie del predio	2.50 m ² /alumno	-	INIFED	
	Aulas	0.90 m ² /alumno	-	INIFED	
EDUCACIÓN MEDIA SUPERIOR, SUPERIOR Y EDUCACIÓN INFORMAL E INSTITUCIONES CIENTÍFICAS	Superficie del predio	3.00 m ² /alumno	-	INIFED	
	Aulas	0.90 m ² /alumno	-	INIFED	
	Áreas de esparcimiento al aire libre	1.00 m ² /alumno	-	INIFED	
	Cubículos cerrados	6.00 m ² /alumno	-	INIFED	

	Cubículos abiertos	5.00 m ² /alumno	-	INIFED	
	Laboratorios	PO	PO	INIFED	
EXHIBICIONES	Galerías y museos	-	-	INIFED	(i)
CENTROS DE INFORMACIÓN (Bibliotecas)	hasta 250 m ²		-	INIFED	
	más de 250 m ²		-	INIFED	

TABLA 2.1 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
INSTITUCIONES RELIGIOSAS	Hasta 250 concurrentes	0.50 m ² /asiento 1.75 m ³ /asiento	0.45 m / asiento	3.00	(f, g)
	Más de 250 concurrentes	0.70 m ² /asiento 3.00 m ³ /asiento	0.50 m / asiento	5.00	
ALIMENTOS Y BEBIDAS	Bares y locales de comida rápida:				(e)
	Área de comensales	0.50 m ² /comensal	-	3.00	
	Área de cocina y servicios	0.10 m ² /comensal	-	3.00	
	Los demás locales de				
	Alimentos:				
	Área de comensales sentados	1.00 m ² /comensal	-	3.00	
	Área de servicios	0.40 m ² /comensal	-	3.00	

TABLA 2.1 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
ENTRETENIMIENTO	Auditorios, teatros, cines, salas de concierto, centros de convenciones Hasta 250 concurrentes	0.50 m ² /persona 1.75 m ³ /persona	0.45 m / asiento	PO	(g, h, j)
	Más de 250 concurrentes	0.70 m ² /persona 3.00 m ³ /persona	0.50 m / asiento	PO	
DEPORTES Y RECREACIÓN	Canchas o instalaciones de prácticas y exhibiciones	PO	PO	PO	
	Graderías	0.50 m ² /asiento	0.45 m / asiento	PO	
ALOJAMIENTO	Hoteles y moteles: Cuartos	7.00 m ²	2.40	2.50	
	Residencias colectivas y casa de huéspedes: Dormitorios individuales	6.00	2.20	2.50	
	Dormitorios comunes: hasta 250 ocupantes	10.00 m ³ /persona	-	2.50	(d)
	más de 250 ocupantes	12.00 m ³ /persona	-	2.50	
	Albergues juveniles Dormitorios comunes	10.00 m ³ /persona	-	2.50	
	Campamentos para remolques y campismo	PO	PO	PO	

POLICIA BOMBEROS	Áreas administrativas	5.00 m ² /empleado		2.50	
	Dormitorios comunes	10.00 m ³ /persona		2.50	
RECLUSORIOS	Celdas individuales	5.00 m ²	2.00	2.30	
	Celdas comunes	3.00 m ³ /interno	2.70	2.30	
EMERGENCIAS		PO	PO	PO	
FUNERARIOS:					
AGENCIAS FUNERARIAS	Salas de velación, crematorios y mausoleos	1.00 m ² /persona	-	3.00	

TABLA 2.1 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	Área mínima (En m ² o indicador mínimo)	Lado mínimo (En metros)	Altura mínima (En metros)	Obs.
TRANSPORTES TERRESTRES	Estacionamientos privados y públicos:	-	-	2.30	
	Estacionamiento para autobuses y ambulancias, en hoteles, centros escolares u hospitales	PO	PO	PO	
COMUNICACIONES		PO	PO	2.50	
INDUSTRIA					
	Todo tipo de industria Área de trabajo	2.00m ² /trabajador o 10.00m ³ /trabajador	PO	PO	

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 2.1

- I. En comedores de uso público y restaurantes, así como comedores para empleados, se destinarán, por cada 100 comensales, por lo menos, dos espacios adecuados para personas con discapacidad;
- II. En lugares de uso público donde se proporcione atención, información, recepción de pagos o similares se contará al menos con un módulo o taquilla a partir de cinco, con una altura máxima de 0.78 m, para uso de personas en silla de ruedas, niños y gente pequeña, la cual será accesible desde la vía pública y estacionamiento;
- III. Las literales que aparecen en la columna de observaciones indican lo siguiente:
 - a) La dimensión de lado se refiere a la longitud de la cocineta.
 - b) Las dimensiones libres mínimas para los espacios de los muebles sanitarios, se establecen en la Tabla No. 3.3 de esta norma del Proyecto Arquitectónico.
 - c) Se incluyen privados, salas de reunión, áreas de apoyo y circulaciones internas entre las áreas amuebladas para el trabajo de oficina.
 - d) El índice en m^3 , permitirá dimensionar el espacio mínimo necesario considerando indistintamente, personas en camas, catres o literas.
 - e) El índice considera comensales en mesas. Serán aceptables índices menores en casos de comensales en barras, o de pie, cuando el proyecto identifique y numere los lugares respectivos.
 - f) El índice en m^2 /persona, incluye áreas de concurrentes sentados, espacios de culto tales como altares y circulaciones dentro de las áreas de culto, sin incluir presbiterio, coro, santuarios o altares laterales.
 - g) Determinada la capacidad del templo, o centro de entretenimiento, aplicando el índice de m^2 /persona, la altura promedio se determinará aplicando el índice de m^3 /persona, sin perjuicio de observar la altura mínima aceptable.
 - h) El índice de m^2 /persona, incluye áreas de escena o representación, áreas de espectadores sentados, y circulaciones dentro de las salas.
 - i) El índice se refiere a la concentración máxima simultánea de visitantes y personal previsto, e incluye áreas de exposición y circulaciones.
 - j) Las taquillas tendrán un área mínima de $1.50 m^2$ y una altura de 2.30 m y se colocarán ajustándose al índice de una por cada 1500 personas o fracción sin dar directamente a la calle y sin obstruir la circulación de los accesos.
- IV. Las siglas PO indican que el Perito de Obra debe fundamentar expresamente las dimensiones de los locales característicos que definen el uso principal del inmueble, justificando su razonamiento en la Memoria Descriptiva del proyecto.
- V. Las siglas INIFED indican que el Perito de Obra deberá ajustarse a las dimensiones y/o gálibos establecidos por esta entidad federativa.

VI. En los casos que se señalan dos o más indicadores para un mismo tipo de local, el dimensionamiento mínimo debe responder a todos los parámetros.

2.2. ACCESIBILIDAD EN LAS EDIFICACIONES.

Se establecen las características de accesibilidad a personas con discapacidad en áreas de atención al público en los apartados relativos a circulaciones horizontales, vestíbulos, elevadores, entradas, escaleras, puertas, rampas y señalización.

El “Símbolo Internacional de Accesibilidad” se utilizará en edificios e instalaciones de uso público, para indicar entradas accesibles, recorridos, estacionamientos, rampas, baños, teléfonos y demás lugares adaptados para personas con discapacidad y de movilidad reducida.



En su caso, se debe cumplir con lo dispuesto en las Normas Oficiales Mexicanas NOM-026-STPS-2008 y NOM-001-SSA2-1993.

2.2.1 ACCESIBILIDAD A LOS SERVICIOS EN EDIFICIOS DE ATENCIÓN AL PÚBLICO.

Las características para la accesibilidad se establecen en los apartados relativos a sanitarios, vestidores, bebederos, excusados para usuarios en silla de ruedas, baños, muebles sanitarios, regaderas y estacionamientos.

En el diseño y construcción de los elementos de comunicación en los edificios destinados al sector salud, se debe cumplir con la NOM-001-SSA2-1993 “Que establece los requisitos arquitectónicos para facilitar el acceso, tránsito y permanencia de las personas con discapacidad a los establecimientos de atención médica del Sistema Nacional de Salud”.

Debido a que existen muchos tipos de discapacidad, a continuación, se proporciona algunas sugerencias que puedan servir como idea inicial. Sin embargo, se recomienda recurrir a los manuales pertinentes, como por ejemplo los editados por el Instituto Mexicano del Seguro Social y por la Secretaría de Desarrollo Agrario, Territorial y Urbano, los cuales contemplan mayores alternativas para cada caso.

2.3 ACCESIBILIDAD A ESPACIOS DE USO COMÚN.

2.3.1 VÍA PÚBLICA, ESPACIOS ABIERTOS, ÁREAS VERDES, PARQUES Y JARDINES.

El proyecto, las obras y las concesiones en la vía pública, en los espacios abiertos, en las áreas verdes, parques y jardines o en los exteriores de conjuntos habitacionales deben satisfacer lo siguiente:

- a) Las obras o trabajos que se realicen en guarniciones y banquetas no deben obstaculizar la libre circulación de las personas con discapacidad, en condiciones de seguridad.
- b) Las concesiones en vía pública no deben, impedir el paso a las personas con discapacidad.
- c) Las rampas en banquetas no deben constituir un riesgo para estas personas.
- d) Tanto postes como el mobiliario urbano y los puestos fijos y semi-fijos deben ubicarse en la banqueta, de manera que no se impida el libre uso de la misma a las personas con discapacidad, de acuerdo a lo que se establece en: 2.1.2, 2.1.4 y 2.1.6.

2.3.2 CIRCULACIONES PEATONALES EN ESPACIOS EXTERIORES.

Deben tener un ancho mínimo de 1.20 m, los pavimentos serán antiderrapantes, con cambios de textura en cruces o descansos para personas con discapacidad visual y ceguera. Cuando estas circulaciones sean exclusivas para personas con discapacidad se recomienda colocar dos barandales en ambos lados del andador, uno a una altura de 0.90 m y otro a 0.75 m, medidos sobre el nivel de banqueta.

2.3.3 ÁREAS DE DESCANSO

Cuando así lo prevea el proyecto urbano, éstas se podrán localizar junto a los andadores de las plazas, parques y jardines con una separación máxima de 30.00 m y en banquetas o camellones, cuando el ancho lo permita, en la proximidad de cruceros o de áreas de espera de transporte público; se ubicarán fuera de la circulación peatonal, pero lo suficientemente cerca para ser identificada por los peatones.

2.3.4 BANQUETAS

Se reservará en ellas un ancho mínimo de 1.20 m sin obstáculos para el libre y continuo desplazamiento de peatones. En esta área no se ubicarán puestos fijos o semi-fijos para vendedores ambulantes ni mobiliario urbano. Cuando existan desniveles para las entradas de autos, se resolverán con rampas laterales en ambos sentidos. Las rampas de acceso a cocheras, por ningún motivo podrán rebasar el nivel máximo de piso terminado de la banqueta, lo que determina que, si la cochera tiene un nivel superior, la rampa continuara dentro de la propiedad privada.

2.3.5 CAMELLONES.

Se dejará un paso peatonal con un ancho mínimo de 1.50 m al mismo nivel que el arroyo, con cambio de textura para que ciegos y débiles visuales lo puedan identificar. Se colocará algún soporte, como barandal o tubo, como apoyo a las personas que lo requieran.

2.3.6 RAMPAS ENTRE BANQUETAS Y ARROYO

Las rampas se colocarán en los extremos de las calles y deben coincidir con las franjas reservadas en el arroyo para el cruce de peatones. Tendrán un ancho mínimo de 1.00 m y pendiente máxima del 8% así como cambio de textura para identificación de ciegos y débiles visuales. Debe estar señalizado y sin obstrucciones para su uso, al menos un metro antes de su inicio.

Adicionalmente deben cumplir con lo siguiente:

- I. La superficie de la rampa debe ser antiderrapante.

- II. Las diferencias de nivel que se forman en los bordes laterales de la rampa principal se resolverán con rampas con pendiente máxima del 8%.
- III. Cuando así lo permita la geometría del lugar, estas rampas se resolverán mediante alabeo de las banquetas hasta reducir la guarnición al nivel de arroyo.
- IV. Las guarniciones que se interrumpen por la rampa, se rematarán con bordes boleados con un radio mínimo de 0.25 m en planta; las aristas de los bordes laterales de las rampas secundarias deben ser boleadas con un radio mínimo de 0.05 m.
- V. No se ubicarán las rampas cuando existan registros, bocas de tormenta o coladeras o cuando el paso de peatones esté prohibido en el cruce.
- VI. Las rampas deben señalizarse con una franja de pintura color amarillo de 0.10 m en todo su perímetro.
- VII. Se permiten rampas con solución en abanico en las esquinas de las calles, previa autorización de la Dirección General de Desarrollo Urbano.
- VIII. Se permiten rampas paralelas a la banqueta cuando el ancho de la misma sea de por lo menos 2.00 m.

2.3.7 TELEFONOS PÚBLICOS

En áreas de teléfonos públicos se debe colocar al menos un teléfono a una altura de 1.20 m para que pueda ser utilizado por personas en silla de ruedas, niños y gente pequeña y en lugares de uso masivo colocar un teléfono de teclado y pantalla.

2.3.8 BARANDALES Y PASAMANOS

Las escaleras y escalinatas en exteriores con ancho hasta de 10.00 m. en explanadas o accesos a edificios públicos, deben contar con barandal provisto de pasamanos en cada uno de sus lados, o a cada 10.00 m o fracción en caso de anchos mayores.

Los vidrios y cristales en guardas y pasamanos, incluyendo la soportería cuando es de cristal deben cumplir con la Norma Oficial Mexicana NOM-146-SCFI-2016, "Productos de vidrio - vidrio de seguridad usado en la construcción especificaciones y métodos de prueba"

2.3.9 ELEMENTOS QUE SOBRESALEN.

El mobiliario y señalización que sobresale de los paramentos debe contar con elementos de alerta y detección en los pavimentos, como cambios de textura; el borde inferior del mobiliario fijo a los muros o de cualquier obstáculo puede tener una altura máxima de 0.68 m y no debe reducir la anchura mínima de la circulación peatonal.

FIGURAS ILUSTRATIVAS

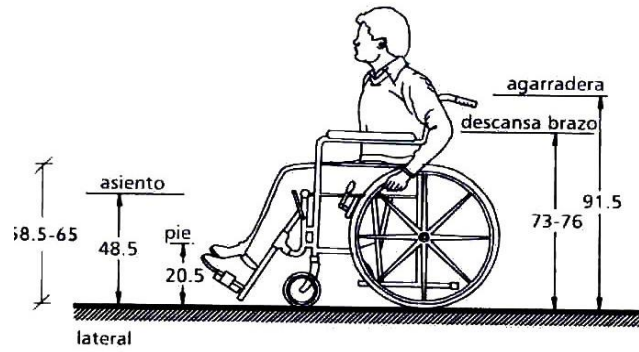
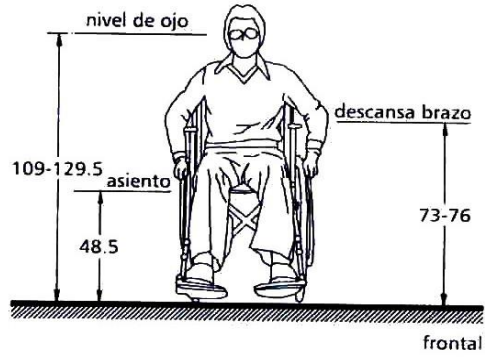
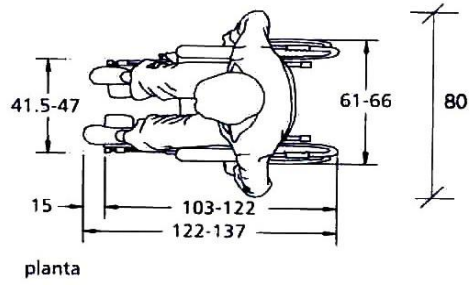
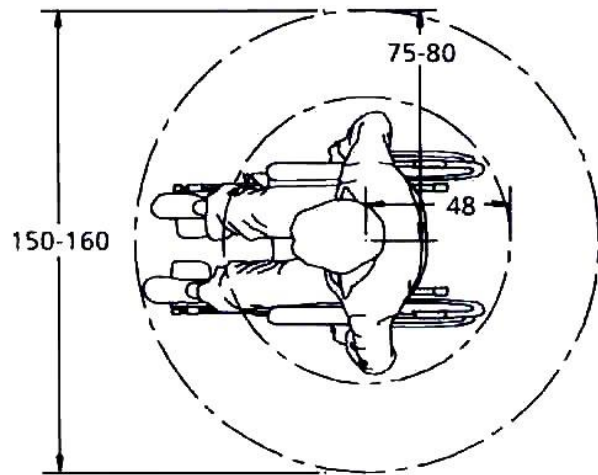
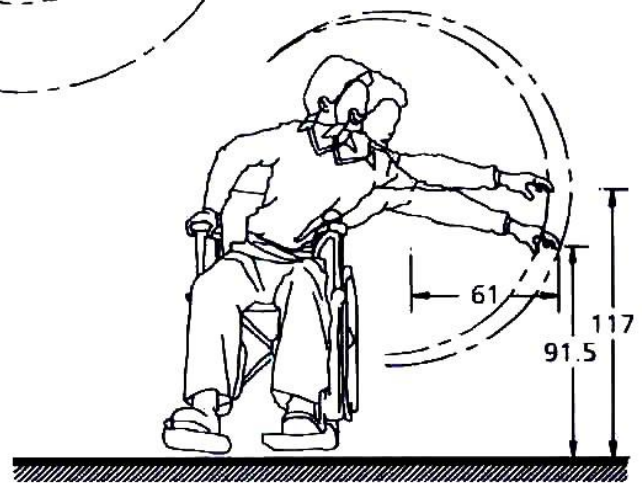


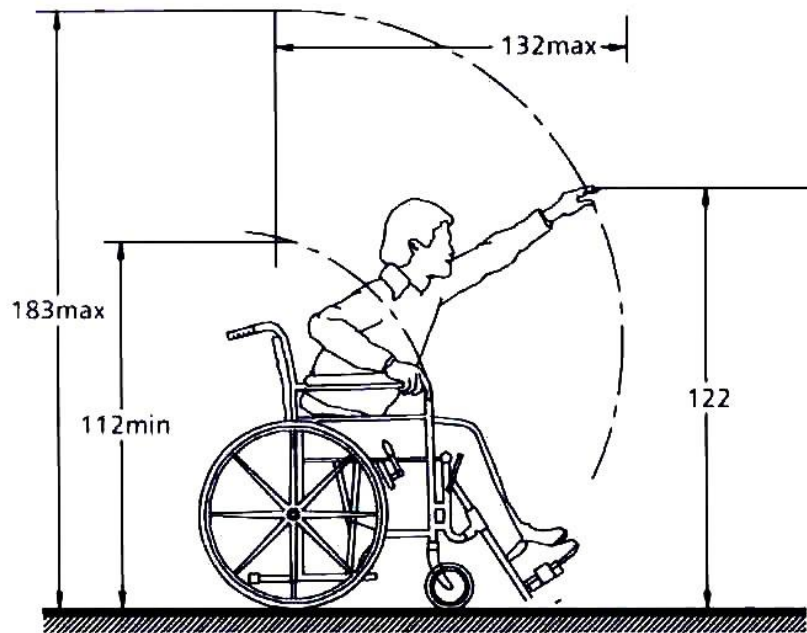
FIGURA 1.1. Dimensiones de una silla de ruedas.



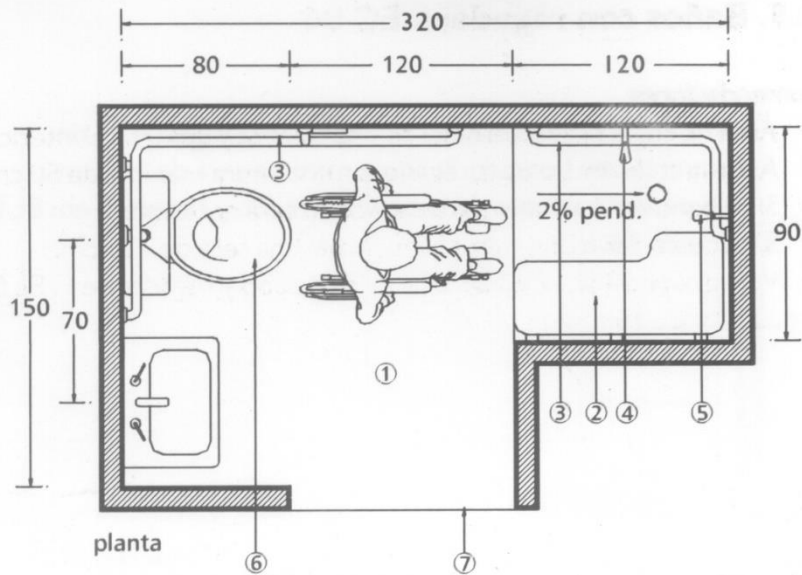
planta



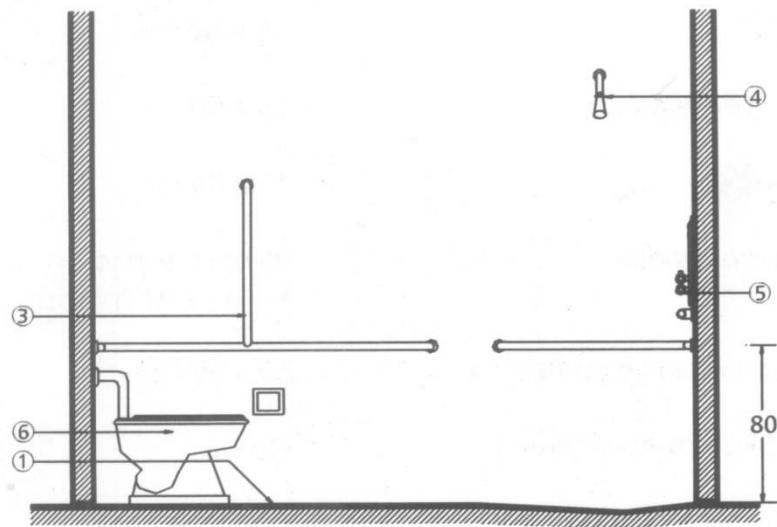
frontal



lateral



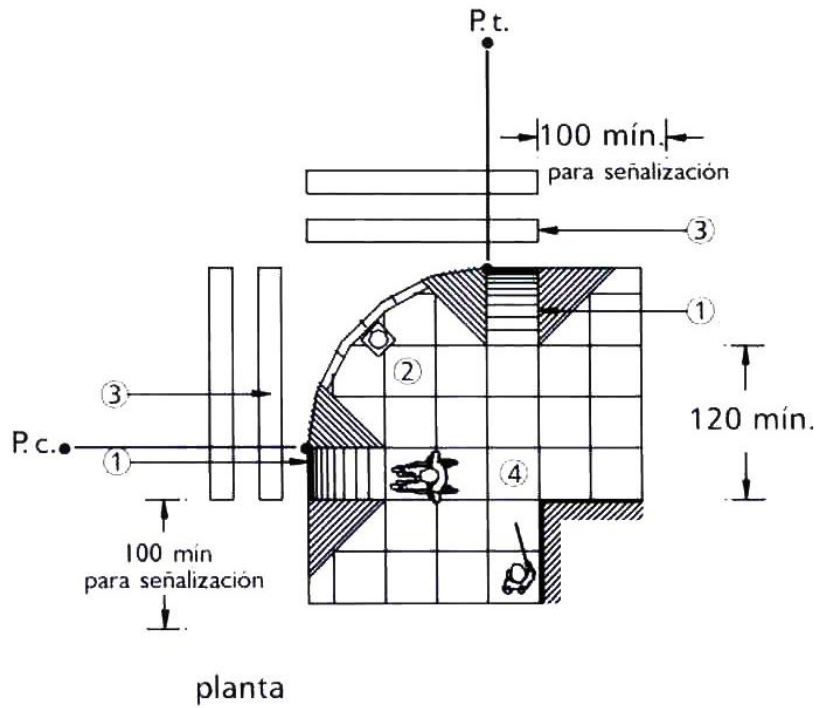
requerimientos mínimos para un baño



alzado

Especificaciones:

1. Piso uniforme y antiderrapante.
2. Banca fija o plegadiza.
3. Barras de apoyo en tubo de acero inoxidable, diámetro 38 mm (1 1/2").
4. Regadera fija.
5. Regadera de teléfono.
6. Wc colocado a 45 - 50 cm de altura.
7. Puerta con un ancho mínimo libre de 90 cm. Abatimiento hacia el exterior corrediza o con doble abatimiento.



P. t. principio de curva

P. c. principio de tangencia

RAMPAS EN BANQUETA

CAPÍTULO 3

HIGIENE, SERVICIOS Y ACONDICIONAMIENTO AMBIENTAL

3.1.- PROVISIÓN MÍNIMA DE AGUA POTABLE.

La provisión de agua potable en las edificaciones no será inferior a la establecida en la Tabla 3.1.

TABLA 3.1

TIPO DE EDIFICACIÓN	DOTACION MÍNIMA (En litros)
HABITACIONAL	
Vivienda	150 L/hab./día
COMERCIAL	
Abasto y almacenamiento	
Mercados públicos	100 L/puesto/día

Locales comerciales en general	6 L/m ² /día
Baños públicos	300 L/bañista/día
Servicios sanitarios públicos	300 L/mueble/día
Lavanderías	40 L/kg Ropa seca
Agencias y talleres	100 L/trabajador/día
SERVICIOS	
Administración	
Oficinas de cualquier tipo	50 L/persona/día
Otros servicios	100 L/trabajador/día
Hospitales y centros de salud	
Atención médica a usuarios externos	12 L/sitio/paciente
Servicios de salud a usuarios internos	800 L/cama/día
Asistencia social	
Asilos y orfanatos	300 L/huésped/día
Asistencia animal	
Dotación para animales en su caso	25 L/animal/día
Educación e instituciones científicas	
Educación preescolar	20 L/alumno/turno
Educación básica y media básica	25 L/alumno/turno
Educación media superior y superior	25 L/alumno/turno
Institutos de investigación	50 L/persona/día
Exhibición e información	
Museos y centros de información	10 L/asistente/día
Instituciones religiosas	
Lugares de culto Templos, iglesias y sinagogas	10 L/concurrente/día
Alimentos y bebidas	
Cafés, restaurantes, bares, etc.	12 L/comensal/día
Entretenimiento	
Espectáculos y reuniones	10 L/asistente/día
Recreación Social	
Centros comunitarios, sociales, culturales, salones	25 L/asistente/día

de fiestas, etc.	
Deportes y Recreación	
Prácticas deportivas con baños y vestidores	150 L/asistente/día
Espectáculos deportivos	10 L/asiento/día
Alojamiento	
Hoteles, moteles, albergues y casas de huéspedes	300 L/huésped/día
Campamentos para remolques	200 L/persona/día
Policía y bomberos	
Policía y bomberos	200 L/persona/día
Reclusorios	
Centros de readaptación social, de integración familiar y reformatorios	200 L/interno/día
Funerarios	
Agencias funerarias	10 L/sitio/visitante
TIPO DE EDIFICACIÓN	DOTACION MÍNIMA (En litros)
Cementerios, crematorios y mausoleos	100 L/trabajador/día 3 L/visitante/día
Visitantes a cementerios, crematorios y mausoleos	
Transportes y comunicaciones	
Estacionamientos	8 L/cajón/día
Sitios, paraderos y estaciones de transferencia	100 L/trabajador/día
Estaciones de transporte, terminales de autobuses foráneos	10 L/pasajero/día
Estaciones del sistema de transporte colectivo	2 L/m ² /día
INDUSTRIA	
Todo tipo de Industria	100 L/trabajador/día
INFRAESTRUCTURA	
Equipamiento e infraestructura	
Aplica las necesidades de uso y funcionamiento y además los índices de los locales correspondientes.	100 L/trabajador/día
ESPACIOS ABIERTOS	

Jardines y parques	100 L/trabajador/día 5 L/m ² /día
--------------------	---

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.1

I. En los centros de trabajo donde se requieran baños con regadera para empleados o trabajadores, se considerará a razón de 100 L/trabajador/día y en caso contrario será de 40 L/trabajador/día.

II. En jardines y parques de uso público se debe utilizar agua tratada para el riego.

3.2 SERVICIOS SANITARIOS

3.2.1 MUEBLES SANITARIOS.

El número de muebles sanitarios que deben tener las diferentes edificaciones no será menor al indicado en la Tabla 3.2.

**TABLA 3.2
TABLA DE DOSIFICACIÓN DE SANITARIOS**

TIPOLOGÍA	MAGNITUD	EXCUSADOS	LAVABOS	REGADERAS
COMERCIAL				
Todo tipo de comercios y bodegas	Hasta 25 empleados	2	2	0
	De 26 a 50	3	2	0
	De 51 a 75	4	2	0
	De 76 a 100	5	3	0
	Cada 100 adicionales o fracción	3	2	0
Bodegas y almacenes mayores a 200m ² donde se manipulen materiales y sustancias que ocasionen manifiesto desaseo	Hasta 25 personas	2	2	2
	De 25 a 50	3	3	3
	De 51 a 75	4	4	4
	De 76 a 100	5	4	4
	Cada 100 adicionales o fracción	3	3	3

Otras bodegas y almacenes mayores a 300 m ²	Hasta 25 personas	2	1	1
	De 25 a 50	3	2	2
	De 51 a 75	4	3	2
	De 76 a 100	5	3	3
	Cada 100 adicionales o fracción	3	2	2
Venta y renta de vehículos	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
Baños públicos	De 5 a 10 usuarios	2	2	1
	De 11 a 20 usuarios	3	3	4
	De 21 a 50 usuarios	4	4	8
	De 51 adicionales o fracción	3	3	4

TABLA 3.2 (continúa)

TIPOLOGÍA	MAGNITUD	EXCUSADOS	LAVABOS	REGADERAS
SERVICIOS				
Administración y Servicios Financieros				
Oficinas de Cualquier tipo	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
Hospitales y Servicios de Salud y Asistencia				
Salas de espera	hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
Cuartos de camas	hasta 10 camas	1	1	1
	De 11 a 25	3	2	2
	Cada 25 adicionales o fracción	1	1	1

Empleados:	hasta 25 empleados	2	2	0
	De 26 a 50	3	2	0
	De 51 a 75	4	2	0
	De 76 a 100	5	3	0
	Cada 100 adicionales o fracción	3	2	0
Educación e Investigación				
Educación Preescolar, Básica y Media Básica Media Superior y Superior	Cada 50 alumnos	2	2	0
	Hasta 75 alumnos	3	2	0
	De 76 a 150	4	2	0
	Cada 75 adicionales o fracción	2	2	0
Institutos de Investigación	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
Exhibiciones e información				
Museos y Centros de Información	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 400	4	4	0
	Cada 200 adicionales o fracción	1	1	0
Instituciones religiosas				
Lugares de culto, (templos, iglesias y sinagogas)	Hasta 100 asistentes	2	2	0
	De 101 a 200	4	4	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	2	0
Alimentos y bebidas				
Servicios de alimentos y bebidas	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	4	4	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	2	0
Entretenimiento				
Auditorios, teatros, cines, salas de	Hasta 100 personas	2	2	0

conciertos, centros de convenciones	De 101 a 200	4	4	0
	Cada 200 adicionales o fracción	2	2	0
Recreación social				
Centros culturales, clubes sociales, salones de fiestas y para banquetes	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	4	4	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	2	0
Deportes y recreación (centros deportivos, estadios, hipódromos, gimnasios)	Hasta 100 personas	2	2	2
	De 101 a 200	4	4	4
	Cada 200 adicionales o fracción	2	2	2
Alojamiento				
Hoteles, moteles y albergues	Hasta 10 huéspedes	2	2	0
	De 11 a 25	4	4	0
	Cada 25 adicionales o fracción	2	2	0

TABLA 3.2 (continúa)

TIPOLOGÍA	MAGNITUD	EXCUSADOS	LAVABOS	REGADERAS
Policía y bomberos				
Centrales de policía, estaciones de bomberos y cuarteles	Hasta 10 personas	1	1	1
	De 11 a 25	2	2	2
	Cada 25 adicionales o fracción	1	2	1
Reclusorios				
	Centros de readaptación social, de integración familiar y reformatorios	PO	PO	PO
Funerarios				
Agencias funerarias	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	4	4	0
	Cada 200 adicionales	2	2	0

	o fracción			
Transportes y Comunicaciones				
Estacionamientos	Empleados	1	1	0
	Público	2	2	0
Estaciones de transporte	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200 personas	3	2	0
	Cada 200 adicionales o fracción	2	1	0
INDUSTRIA				
Industrias donde se manipulen materiales y sustancias que ocasionen manifiesto desaseo	Hasta 25 personas	2	2	2
	De 25 a 50	3	3	3
	De 51 a 75	4	4	4
	De 76 a 100	5	4	4
	Cada 100 adicionales o fracción	3	3	3
Otras Industrias	Hasta 25 personas	2	1	1
	De 25 a 50	3	2	2
	De 51 a 75	4	3	2
	De 76 a 100	5	3	3
	Cada 100 adicionales o fracción	3	2	2
Espacios Abiertos				
Jardines y parques	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 400	4	4	0
	Cada 200 adicionales o fracción	1	1	0

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.2

I. En los sanitarios para hombres, en lugares de uso público donde sea obligatorio el uso de mingitorios, se colocará al menos uno a partir de cinco, para usuarios con discapacidad; debe contar con barras de apoyo verticales a ambos lados colocadas a 0.38 m. máximo del centro del mueble con una longitud mínima de 0.90 m. colocadas a partir de 0.60 m. de altura del nivel del piso.

II. Todas las edificaciones, excepto de habitación y alojamiento, contarán con bebederos o con depósitos de agua potable y con equipo de purificación, en proporción de uno por cada treinta

trabajadores o fracción que exceda de quince, o uno por cada cien alumnos, según sea el caso; se instalará por lo menos uno en cada nivel con una altura máxima de 78 cm. para su uso por personas con discapacidad, niños y gente pequeña.

III. En instalaciones deportivas, baños públicos, tiendas y almacenes de ropa, debe existir por lo menos un vestidor para personas con discapacidad, con acceso libre de obstáculos y fácilmente identificable con el símbolo internacional de accesibilidad.

IV. Los baños públicos y centros deportivos deben contar, además, con un vestidor, un casillero o canastilla por cada regadera.

V. En baños de vapor o aire caliente, se tendrá que colocar adicionalmente regadera de agua caliente, fría y una de presión.

VI. Los excusados, lavabos, regaderas a los que se refiere la Tabla 4, se distribuirán por partes iguales en locales separados para hombres y mujeres. En los casos en que se demuestre el predominio numérico de un género entre los usuarios, podrá hacerse la proporción equivalente, previa justificación en el proyecto.

VII. Los sanitarios se ubicarán de manera que no sea necesario para cualquier usuario subir o bajar más de un nivel o recorrer más de 50 m. para acceder a ellos;

VIII. En los casos de sanitarios para hombre, donde existan dos excusados se debe agregar un mingitorio; a partir de locales con tres excusados podrá sustituirse uno de ellos. El procedimiento de sustitución podrá aplicarse a locales con mayor número de excusados, pero la proporción entre éstos y los mingitorios no excederá de uno a tres.

IX. En industrias y lugares de trabajo donde el trabajador esté expuesto a contaminación por venenos, materiales irritantes o infecciosos, se colocará por lo menos un lavabo y una regadera adicional por cada diez personas y, en su caso, se debe cumplir con lo dispuesto en la Norma Oficial Mexicana NOM-018-STPS-1993 "Relativa a los requerimientos y características de los servicios y regaderas, vestidores y casilleros en los centros de trabajo"; y

VII. Las siglas PO indican que el Perito de Obra debe fundamentar expresamente la cantidad de muebles sanitarios, justificando su razonamiento en la Memoria Descriptiva del proyecto.

3.2.2 DIMENSIONES MÍNIMAS DE LOS ESPACIOS PARA MUEBLES SANITARIOS

Las dimensiones que deben tener los espacios que alojan a los muebles o accesorios sanitarios en las edificaciones no deben ser inferiores a las establecidas en la Tabla 3.3.

TABLA 3.3

Local	Mueble o accesorio	Ancho	Fondo
		(en m)	(en m)
Uso doméstico y sanitarios en cuartos de hotel.	Inodoro	0.70	1.20
	Lavabo	0.75	0.70
	Regadera	0.80	0.80
Sanitarios públicos	Inodoro	0.75	1.40

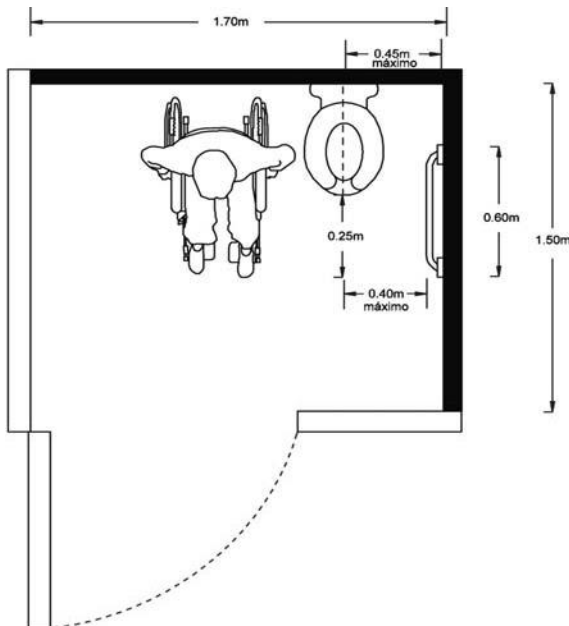
	Lavabo	0.80	0.90
	Regadera	0.90	0.90
	Regadera a presión	1.20	1.20
	Inodoro para personas con discapacidad	1.70	1.70

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.3

I. En los sanitarios de uso público indicados en la tabla, se debe destinar por lo menos, un espacio para inodoro de cada cinco, para uso de personas con discapacidad, ubicados dentro de los locales para hombres y mujeres. Las medidas mínimas del espacio para inodoro serán de 1.70 m. por 1.50 m., con las siguientes características:

- El inodoro deberá tener una altura entre 0.45 m. y 0.50 m. respecto al piso terminado, a un lado deberá contar con un área mínima de 0.90 m. de ancho por un fondo de 1.50 m., a lo largo del inodoro. El centro del inodoro debe estar a una distancia máxima de 0.45 m. al paramento lateral corto.
- Debe colocarse en el paramento lateral más cercano mínimo una barra de apoyo horizontal de 0.60 m. de longitud que sobresalga un mínimo de 0.25 m. del borde frontal del inodoro, con su centro a un máximo de 0.40 m. del eje del inodoro, la barra debe estar a una altura de 0.80 m. sobre el nivel del piso.
- Los accesorios del inodoro no deben de colocarse a una altura mayor de 1.20 m. y menor a 0.35 m. en su área superior de accionamiento ni a una distancia mayor a 0.15 m. del inodoro.

SANITARIO ACCESIBLE-PLANTA



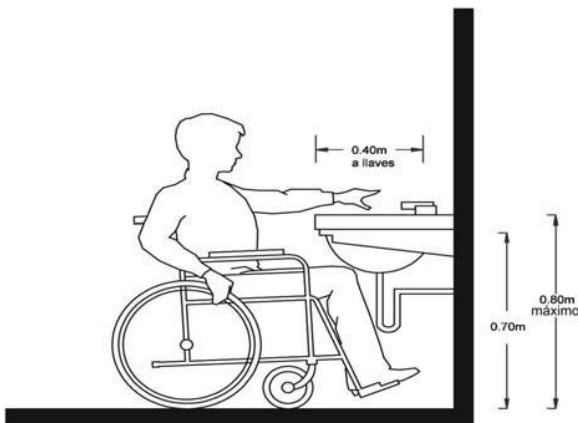
II. En el área de lavabos se debe colocar, como mínimo, un lavabo para uso de personas con discapacidad con las siguientes características:

a) Debe contar con espacio libre inferior para las rodillas de máximo 0.70 m. de altura y una altura de la superficie superior de máximo 0.80 m.

b) Contar con llaves (manerales) tipo palanca a máximo 0.40 m. de profundidad desde el borde frontal del lavabo al dispositivo de accionamiento.

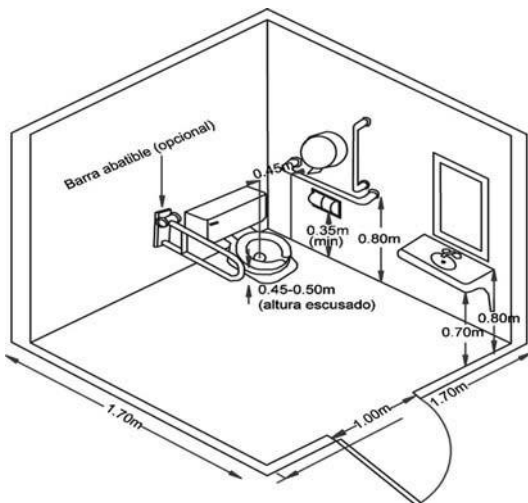
c) Los accesorios como jaboneras, dispensadores de papel o toallas, deben colocarse entre 0.90 m. y 1.20 m. de altura al dispositivo de accionamiento, en caso de encontrarse fuera del área del lavabo. En caso de que los accesorios se encuentren sobre el área del lavabo se colocarán a máximo 0.40 m. de profundidad a partir del borde frontal del lavabo al dispositivo de accionamiento y a una altura entre 0.90 m. y 1.00 m.

LAVABO ACCESIBLE-VISTA LATERAL



III. Se puede optar por colocar un inodoro y un lavabo para personas con discapacidad en un mismo cubículo dentro de los locales para hombres y mujeres respectivamente, para estos casos las medidas de espacio serán de 1.70 m. por 1.70 m., contando con muebles que tengan las características señaladas en el numeral I y II.

SANITARIO ACCESIBLE CUBÍCULO-PERSPECTIVA



III. Se debe colocar un sanitario familiar como mínimo, por cada núcleo de sanitarios públicos en lugares de reunión (sitios de espectáculos masivos, parques de diversión, museos, centros comerciales y terminales de transporte, etc.). Podrá sustituir la dotación de un lavabo y un inodoro accesible para hombres, y un lavabo y un inodoro accesible para mujeres.

IV. El sanitario familiar debe tener las siguientes características:

a) Consta de un cubículo, con un inodoro y un lavabo para personas con discapacidad (mismas especificaciones que I y II). Puede contener un mingitorio, siempre y cuando su ubicación no interfiera con el área de circulación y maniobras.

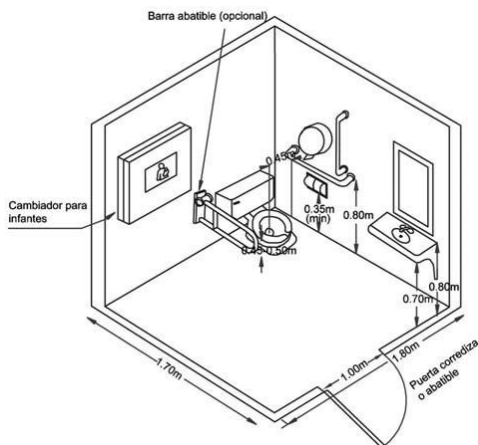
b) Este cubículo debe tener un área mínima de 1.80 m. de ancho por 1.70 m. de longitud.

b) Debe contener una estación de cambiador de pañales para bebés.

c) La puerta debe ser corrediza o abatir hacia el exterior con medidas referidas en el anexo de accesibilidad.

d) Debe contar con señalización, que indique que puede ser utilizado por personas con discapacidad solos o acompañados, adultos mayores y familias con infantes, con el símbolo de sanitario familiar.

SANITARIO FAMILIAR-PERSPECTIVA



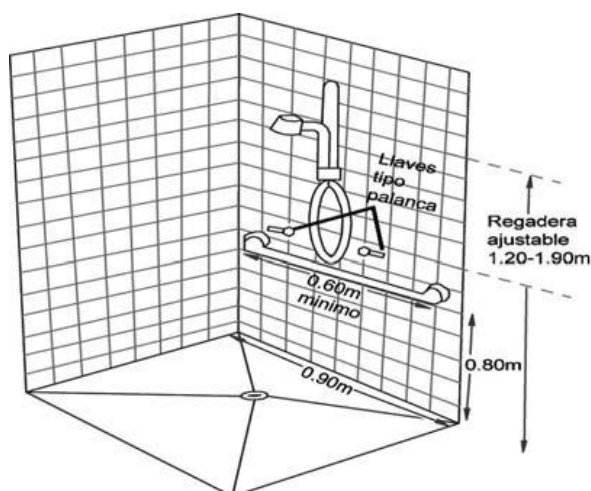
SÍMBOLO SANITARIO FAMILIAR



V. En hoteles con más de 25 habitaciones e instalaciones similares, se contará como mínimo con una habitación con baño accesible para personas con discapacidad, con puerta con medidas referidas en el anexo de accesibilidad, barras de apoyo horizontales de mínimo 0.60 m de longitud y 0.80 m de altura en inodoro y regadera,

pisos antiderrapantes, ruta accesible hasta la regadera. La regadera deberá ser de tipo teléfono de mínimo 1.50 m de largo, deberá permitir su uso en posición fija y montada, en forma que se ajuste a partir de una altura de 1.20 m del nivel de piso hasta 1.90 m con llaves (manerales) tipo palanca. Las características del inodoro deben ser las mismas señaladas en el numeral I y las del lavabo de acuerdo al numeral II. La puerta debe ser corrediza o abatir hacia el exterior en caso de que el diseño del cuarto permita hacerlo sin constituir una barrera para el acceso de una persona en silla de ruedas, o hacia el interior siempre y cuando no interfiera con el área libre para el acceso al inodoro, lavabo y regadera. Es opcional contar con una banca o asiento a una altura entre 0.45 m y 0.50 m en una posición que permita alcanzar y operar los manerales.

SANITARIO CON REGADERA - PERSPECTIVA



VI. En sanitarios con regadera, sanitarios de uso doméstico y cuartos de hotel, los espacios libres que quedan al frente y a los lados de inodoros y lavabos podrán ser comunes a dos o más muebles;

VII. Los sanitarios deben tener pisos impermeables y antiderrapantes y los muros de las regaderas deben tener materiales impermeables hasta una altura de 1.50m; y

VIII. El acceso de cualquier sanitario público se hará de tal manera que al abrir la puerta no se tenga a la vista regaderas, inodoros y mingitorios.

MINGITORIO BARRAS-PERSPECTIVA



RESPECTO A ESTE ANEXO SE ENTENDERÁ POR:

a) Accesibilidad: Es facilitar el libre tránsito a todos los espacios construidos para cualquier persona. Realizando las medidas pertinentes para asegurar el acceso de las personas con discapacidad, en igualdad de condiciones que las demás.

b) Accesibilidad razonable: Es la accesibilidad a espacios principales para cualquier persona, incluyendo aquellas con alguna discapacidad. Esto se puede aplicar a los espacios que hayan sufrido alguna modificación.

c) Accesibilidad total: Es la accesibilidad a todos los espacios construidos para cualquier persona, incluyendo aquellas con alguna discapacidad. Esto se aplica a los espacios de obra nueva.

d) Ajustes Razonables: Se entenderán las modificaciones y adaptaciones necesarias y adecuadas que no impongan una carga desproporcionada o indebida, cuando se requieran en un caso particular, para garantizar a las personas con discapacidad el goce o ejercicio, en igualdad de condiciones con las demás, de todos los derechos humanos y libertades fundamentales.

e) Barreras: Todo aquello que impida el libre desplazamiento o movilidad y que constituya un peligro para la seguridad de las personas.

f) Bastón Blanco: Vara plegable que, al ser extendida y tensada, sirve como herramienta que permite detectar obstáculos y guiar en el desplazamiento para personas con discapacidad visual.

g) Discapacidad: Deficiencia física, mental o sensorial, ya sea por naturaleza permanente o temporal, que limita a las personas en la capacidad de ejercer una o más actividades esenciales de la vida diaria que puede ser causada o agravada por el entorno económico o social.

h) Diseño Universal: El Diseño Universal se define como el diseño de productos y entornos para ser usados por todas las personas al máximo posible, sin adaptaciones o necesidad de un diseño especializado. Este concepto comprende una definición más amplia de lo que se conoce como accesibilidad para personas con discapacidad. Abarca que los entornos, productos y servicios que se ofrecen y se usan en la vida cotidiana, sumando el acceso a las tecnologías de la información y las comunicaciones, deben estar disponibles para todos en igualdad de condiciones, como parte esencial para la adecuada integración de los diversos grupos de la sociedad.

i) Ruta Accesible: Camino o recorrido designado que siguen o deben seguir las personas con discapacidad.

CRITERIOS DE DISEÑO Y APLICACIÓN.

Los criterios definidos en esta Norma serán aplicables:

a) En la elaboración de proyectos ejecutivos y durante la construcción, así como en mantenimiento, equipamiento, rehabilitación, reforzamiento, reconstrucción y habilitación de proyectos públicos partiendo de una accesibilidad razonable.

b) En apego a la Ley General para la Inclusión de las Personas con Discapacidad, la adecuación de las instalaciones públicas será progresiva, considerando los ajustes razonables que permitan el acceso, tránsito y permanencia de las personas con discapacidad en los espacios públicos

c) En caso de espacios construidos que sufran una modificación de su espacio o bien de su uso espacial, se debe justificar aquella especificación que no se pueda aplicar a dicho espacio.

CRITERIOS DE DISEÑO UNIVERSAL.

Este concepto busca que los entornos desde su diseño, incluyan uno o más de los siguientes principios:

a) Uso equitativo: Pueden ser usados por personas con distintas capacidades físicas.

- b) Uso flexible: Se acomodan a un amplio rango de preferencias y habilidades individuales.
- c) Uso simple e intuitivo: Son fáciles de entender, sin importar la experiencia, conocimientos, habilidades del lenguaje o nivel de concentración del usuario.
- d) Información perceptible: Transmiten la información necesaria al usuario para su desplazamiento de forma efectiva, sin importar las condiciones del medio ambiente o sus capacidades sensoriales.
- e) Tolerancia al error: Minimizan riesgos y consecuencias adversas de acciones involuntarias o accidentales.
- f) Mínimo esfuerzo físico: Pueden ser usados cómodamente y eficientemente minimizando la fatiga.
- g) Adecuado tamaño de aproximación y uso: Los componentes de las construcciones proporcionan un tamaño y espacio adecuado para el acercamiento, alcance, manipulación y uso de los servicios, independientemente del tamaño corporal, postura o movilidad del usuario.

ANTROPOMETRÍA.

Con vistas a un mejor diseño, interesa conocer la antropometría y el conjunto de consideraciones para mejorar la accesibilidad. La presencia de personas con discapacidad nos lleva a considerar nuevas soluciones con relación a las barreras físicas en las instalaciones o espacios arquitectónicos.

En este estudio no se pueden ignorar las ayudas técnicas como son: sillas de ruedas, muletas, andaderas, bastones, bastones blancos y perros guías, para lo cual deberán tomarse en cuenta las dimensiones recomendadas para su desplazamiento.

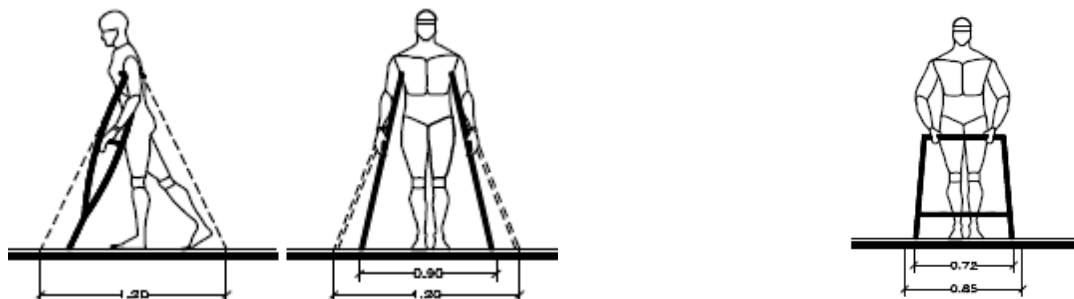
RECOMENDADAS PARA SU DESPLAZAMIENTO.

ESPACIOS DE MANIOBRA.

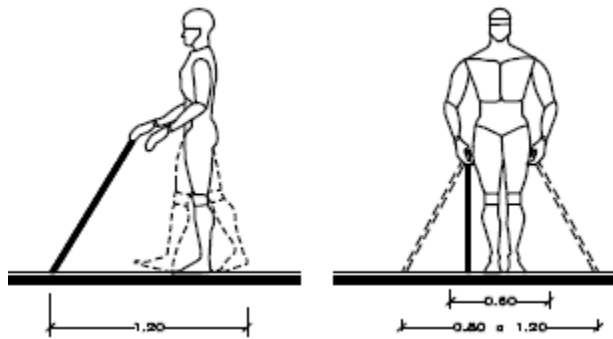
La limitación de la persona con discapacidad motriz reduce su actividad al trasladarse, abrir y cerrar puertas, levantarse y sentarse.

La holgura que requiere un usuario que se ayuda con una andadera, se define por las dimensiones del dispositivo y su método de utilización, la cual será como mínimo de 0.85 m.

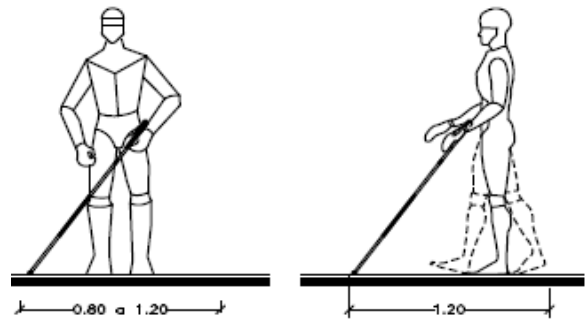
El uso de muletas altera significativamente la forma, paso y velocidad del usuario. Deberán considerarse las dimensiones que resultan de la oscilación con muletas; la oscilación de las muletas al andar; la separación de las muletas cuando el usuario está de pie; y la separación muleta-cuerpo. La dimensión mínima recomendada será 1.20 m. Así mismo, es importante garantizar la accesibilidad a personas con discapacidad visual que hagan uso del bastón blanco o perros guía. La ruta accesible debe otorgar la mayor seguridad y libertad para que el binomio persona-bastón blanco o persona- perro guía pueda acceder desde y a cualquier servicio del proyecto. La dimensión mínima recomendada será 1.20 m.



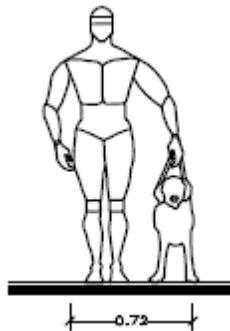
Dimensiones para persona usando muletas.



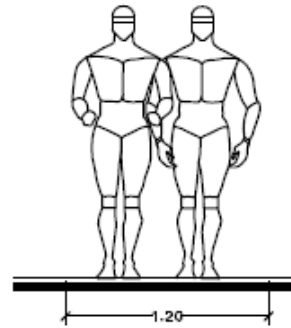
Dimensiones para persona usando andadera.



Dimensiones para persona con bastón.



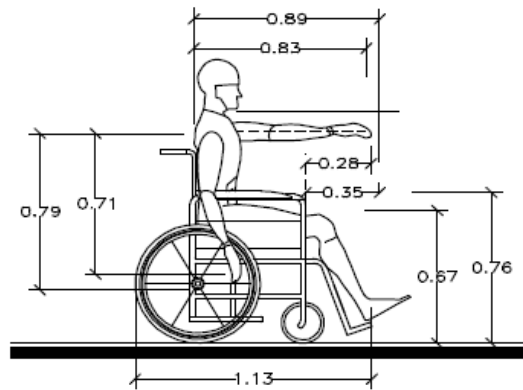
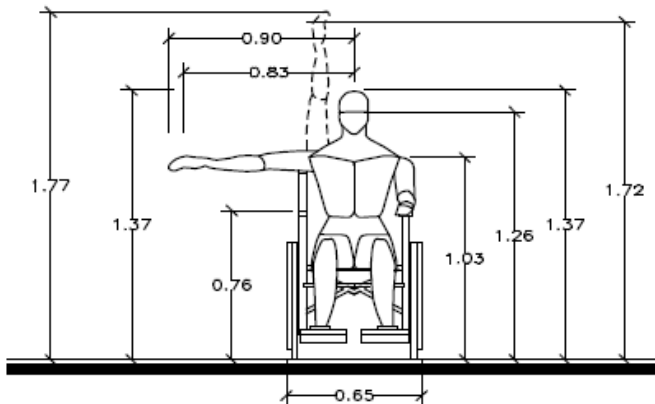
Dimensiones para persona con bastón blanco.



Dimensiones para persona con perro guía. Dimensiones para persona con discapacidad Visual con compañía.

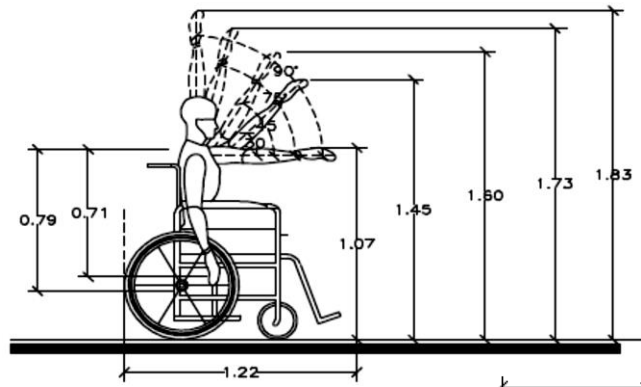
DIMENSIONES BÁSICAS PARA PERSONAS EN SILLA DE RUEDAS.

Las Figuras contemplan la antropometría promedio de las personas con discapacidad motriz en silla de ruedas. La medición del alcance estándar se toma con la espalda erguida y el individuo sentado sobre un plano horizontal. El espacio ocupado por los usuarios sobre sillas de ruedas estará en relación con la edad y con el tipo de aparato que usen.

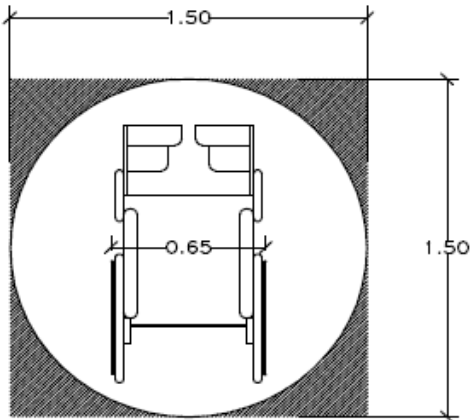


Dimensiones promedio frontales.

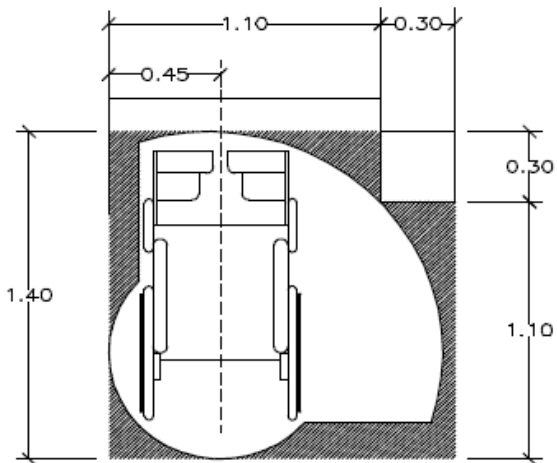
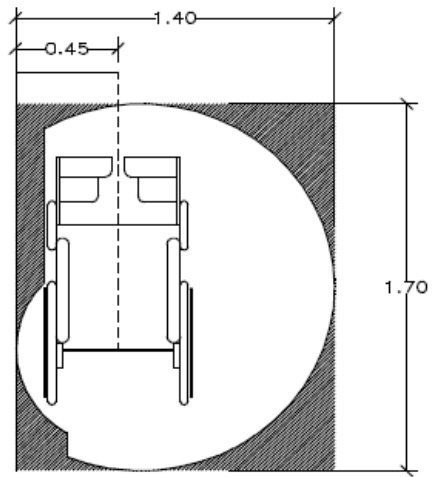
Dimensiones promedio laterales.



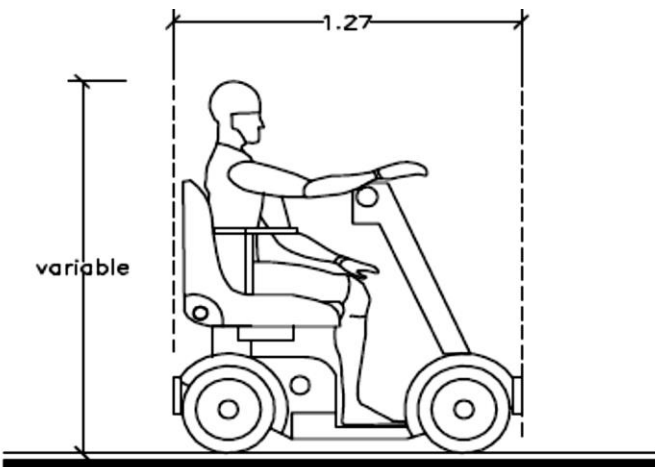
Alcance estándar.



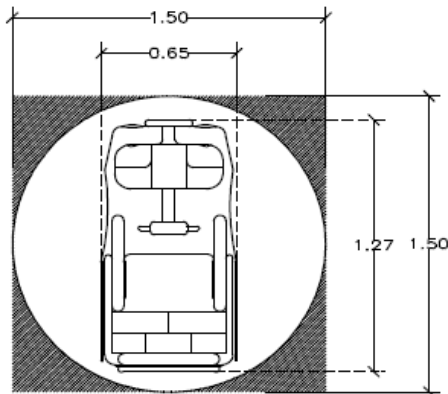
Rotación a 360°



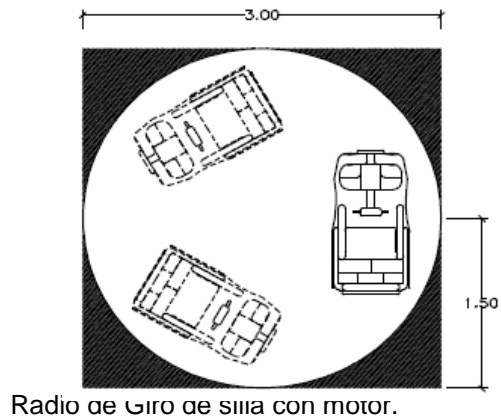
Rotación a 90°.



Dimensiones de silla con motor.



Dimensiones de silla con motor.



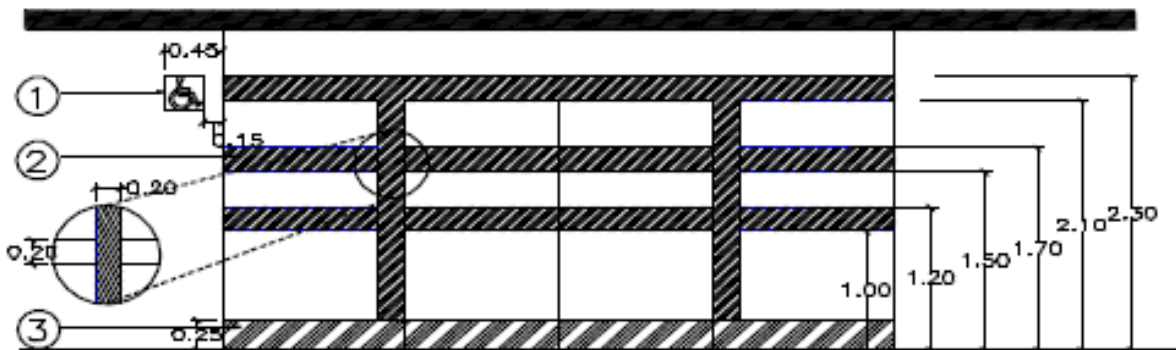
Radio de Giro de silla con motor.

ACCESOS.

PUERTAS.

- En los accesos principales, las puertas deben tener un ancho mínimo de 1.20 m libres.
- Las puertas serán mínimo de 0.90 m libres; en el caso de sanitarios exclusivos para personas con discapacidad las puertas serán como mínimo de 0.90 m libres y abatirán hacia afuera.
- Las puertas tendrán manijas tipo palanca a una altura de 0.90 m del nivel de piso terminado. Las cerraduras de los espacios públicos podrán ser con pasador tipo resbalón.
- Las puertas de vidrio deben contar con vidrio de seguridad templado que cumpla con la Norma Oficial Mexicana NOM-146-SCFI-2016 y contarán con protecciones o estarán señalizadas con elementos que impidan el choque de las personas contra ellas.

Pueden señalarse con franjas horizontales de 0.20 m de ancho con contraste cromático a una altura de 0.90 m (para edificaciones con niños), 1.20 y 1.70 m enmarcando los elementos abatibles, o con algún otro elemento como puede ser una calcomanía.



NOMENCLATURA	
1)	Señalización indicativa.
2)	Franjas horizontales.
3)	Zoclo protector.

FRANJAS HORIZONTALES EN PUERTAS.

VISTA FRONTAL

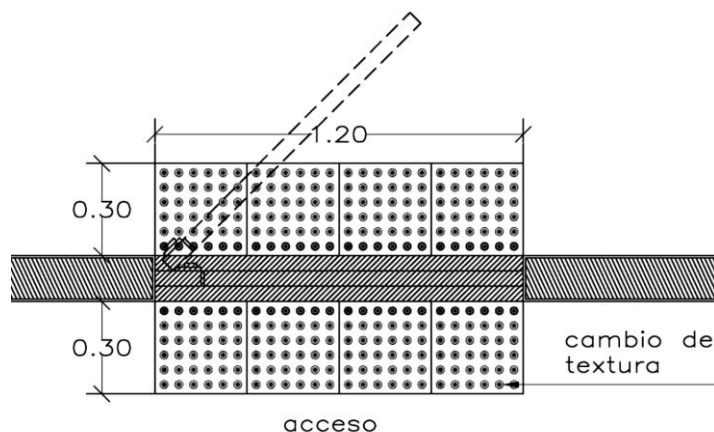
e) Si la puerta es de paso continuo para personas en silla de ruedas, debe contar con una franja de protección tipo zoclo de entre 0.20 y 0.40 m de altura por su ancho.

f) En los pisos de las puertas principales debe haber cambio de textura o pavimento táctil de 0.30 m por todo su ancho antes y después de la puerta.

g) Cuando las puertas que comuniquen un inmueble y se destinen simultáneamente al tránsito de vehículos y peatones, el ancho de la puerta será como mínimo igual al ancho del vehículo más grande que circule por ellas más 0.60 m adicionales para el tránsito de peatones, delimitado o señalado mediante franjas en color contrastante con el piso de cuando menos 0.05 m de ancho.

h) El uso del Símbolo Internacional de Accesibilidad en puertas, se colocará en aquellas por medio de las cuales se acceda a locales prioritarios para personas con discapacidad, tales como sanitarios o espacios habilitados para su uso.

i) La señalización indicativa en puertas debe hacer referencia al espacio.



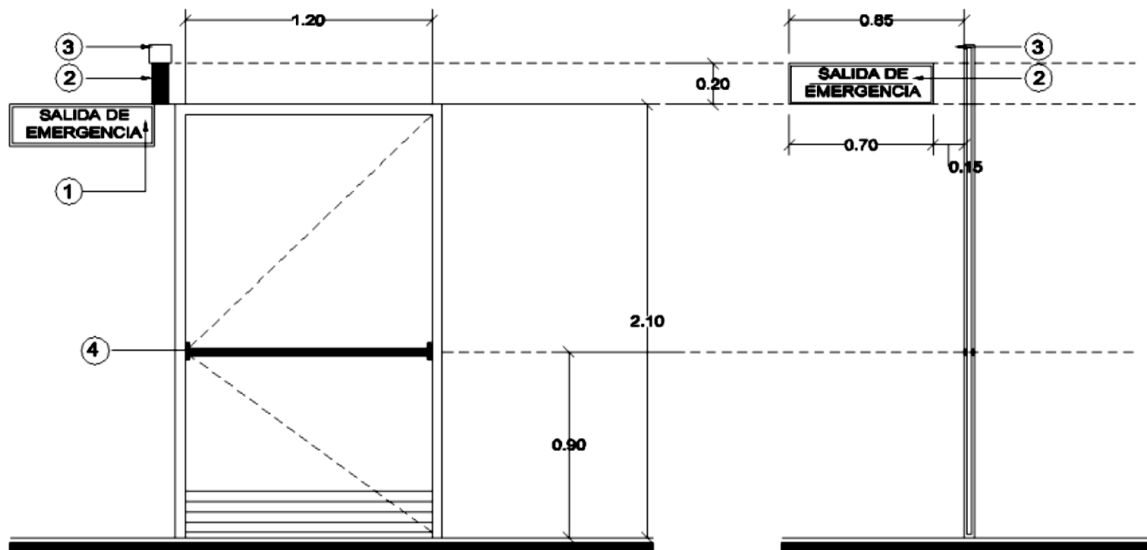
CAMBIO DE TEXTURA O PAVIMENTO EN PISOS.

VISTA SUPERIOR.

SALIDAS DE EMERGENCIA.

Las salidas de emergencia cumplirán con las siguientes características:

- a) Tendrán como mínimo 1.20 m de ancho libres, serán de metal protegido con pintura retardante al fuego avalado por protección civil, bastidor aislante y chambrana hermética y contarán con barras de pánico.
- b) A paño de la parte superior de la puerta, del lado contrario al abatimiento de ésta, se colocará una lámpara de emergencia de una cara, con sistema de luces intermitentes.
- c) Una lámpara de emergencia de dos caras se ubicará en forma perpendicular al muro, arriba del paño superior de la puerta, del lado de la manija y junto a esta lámpara, un sistema visual y sonoro de emergencia.
- d) Las puertas serán colocadas a un traslado no mayor de 30 m con respecto a las áreas de trabajo o de las áreas de actividad.



NOMENCLATURA	
1)	Lámpara de emergencia de una cara.
2)	Lámpara de emergencia de dos caras.
3)	Sistema visual y sonoro de emergencia.
4)	Barra de pánico.

SALIDAS DE EMERGENCIA.

VISTA FRONTAL Y LATERAL

CIRCULACIONES Y RUTAS ACCESIBLES.

RUTAS ACCESIBLES.

Es la posibilidad de circulación que tienen todas las personas a servicios y espacios públicos (mediante corredores, pasillos, andadores, puertas y vanos) contando con todas las facilidades y libertades para desplazarse horizontal y verticalmente y permanecer en el lugar de forma segura; esta ruta será desde cualquier punto de acceso al inmueble a partir de la vía pública incluyendo banquetas, estacionamientos y paradas de transporte público y deberá estar concebida libre de obstáculos y barreras, con características y dimensiones que garanticen la accesibilidad de las personas con discapacidad.

- a) La ruta accesible tendrá por lo menos 1.20 m de ancho y 2.20 m de altura libres de cualquier obstáculo.
- b) Estará libre de objetos tales como botes de basura, mobiliario, maquinaria, macetas, casetas telefónicas, bebederos y otros que limiten, impidan o provoquen tropiezos.
- c) Los pavimentos serán continuos, sin cambios bruscos de nivel.
- d) Estará libre de escalones o bordes de más de 0.015 m de alto; cuando éstos existan deberán salvarse con un chaflán.
- e) Estará libre de baches, grietas o piedras sueltas.
- f) Contará con acabados antiderrapantes.
- g) Contará con una iluminación mínima de 100 luxes.
- h) La ruta accesible contará con rampas, cuyas especificaciones se describen posteriormente en este anexo
- i) En lo posible, estará libre de registros o escotillas.
- j) Contarán con un sistema que evite el estancamiento de líquidos. En el caso de rejillas de desagüe, sus ranuras no deben tener más de 0.01 m de ancho.
- k) Serán llanas para que circulen con seguridad los alumnos y los equipos de transporte. Estarán libres de agujeros y de elementos o protuberancias que sobresalgan que puedan causar riesgos.
- l) Los trabajos u obras temporales realizadas en el trayecto de la ruta accesible deberán estar protegidos con alguna barrera, como cercas provisionales o barandales desmontables de una altura mínima de 0.90 m o con otro elemento que proporcione protección durante el tiempo que se requiera la abertura.

CIRCULACIONES HORIZONTALES.

PAVIMENTO TÁCTIL PARA PERSONAS CON DISCAPACIDAD VISUAL.

El pavimento táctil facilita el desplazamiento de personas con discapacidad visual, incorporando al piso dos códigos texturizados en alto en relieve con características podotáctiles para ser reconocidos como señal de avance seguro (textura de barras paralelas como se muestra en la figura y para la advertencia, como lo es alerta de detención o de precaución de textura de conos truncados

El avance contempla el movimiento recto y los giros superiores a 45° e inferiores a 90° , en cambio la advertencia significa, en primera instancia, detención, luego exploración indagatoria del entorno para el cambio de dirección con giros a 90° y en algunos casos, el avance con precaución.

Los pavimentos táctiles deben ser de color contrastante con el pavimento existente, pueden estar integrados al acabado del piso, ser un elemento tipo loseta o sobrepuestos.

GUÍA DE DIRECCIÓN-AVANCE.

Se utiliza para indicar el recorrido de las personas con discapacidad visual; se compone de barras paralelas a la dirección de marcha con las siguientes especificaciones:

H = altura de la barra 5 mm.

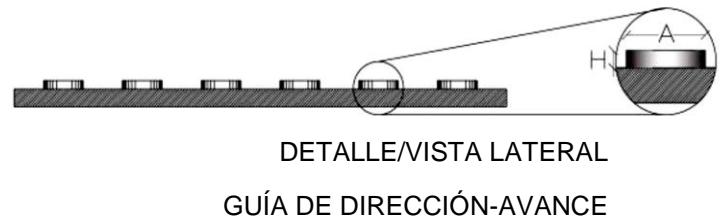
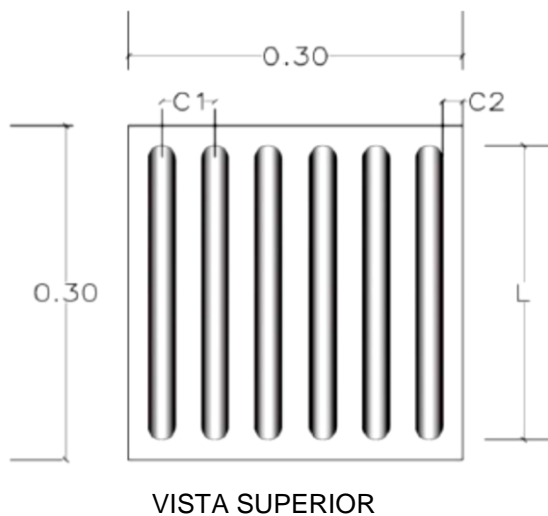
A = ancho de la barra 25 mm.

L = longitud de la barra en la dirección de la marcha boleada 0.275 m.

C1 = separación entre centros de las barras 50 mm.

C2 = separación entre el borde de la barra al borde del módulo 12.5 mm.

Dimensión del módulo mínimo 0.30 por 0.30 m



INDICADOR DE ADVERTENCIA.

Se utiliza para indicar zonas de alerta o peligro, aproximación a un objeto u obstáculo, cambio de dirección, cambio de nivel y fin de recorrido. Se compone de patrones de conos truncados con las siguientes especificaciones.

H = altura del cono 5 mm.

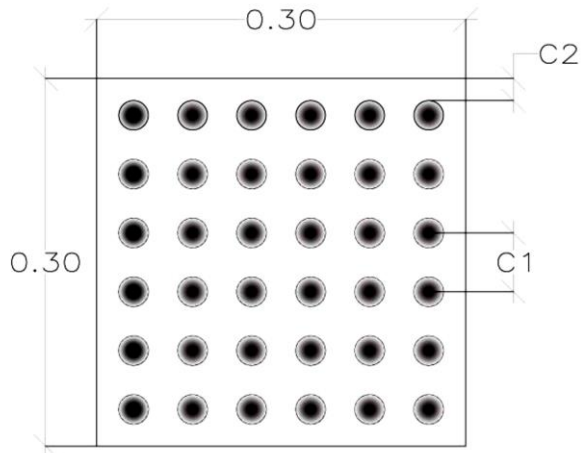
D1 = diámetro del cono entre 12 y 15 mm en la parte superior.

D2 = diámetro del cono 25 mm en la base.

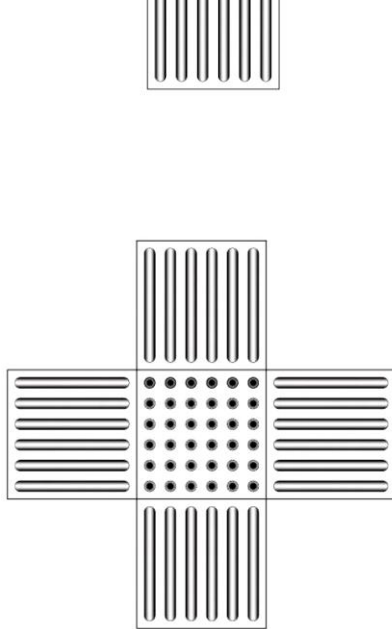
C1= separación entre centros de los conos 50 mm.

C2= separación entre borde del cono al borde del módulo 12.5 mm.

Dimensión del módulo mínimo 0.30 por 0.30 m.

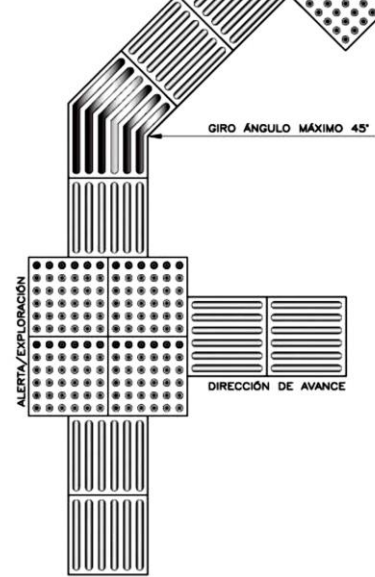


- En las edificaciones o conjunto de las mismas, los pavimentos táctiles deberán seguir un mismo criterio en su disposición, forma y dimensión de módulos, independientemente de los materiales utilizados.
- Deben estar colocados en entornos urbanos, en banquetas o rampas en guarnición antes del cruce peatonal o en conjuntos de edificios que involucren recorridos exteriores.
- Deben estar colocados mínimo a 0.40 m del paramento vertical al centro de la guía.
- Deben colocarse a lo largo de la ruta accesible, del lado más seguro para la persona con discapacidad visual, preferentemente al centro, respetando el espaciamiento señalado.
- La terminación de una guía de dirección debe constar de una franja perpendicular de mínimo tres módulos de pavimento indicador de advertencia.
- Los cambios de dirección deben indicarse con un módulo o cuatro módulos de indicadores de advertencia dispuestos en forma cuadrada en el eje del cruce que forman las guías direccionales.
- El límite de una banqueta con el cruce peatonal debe señalarse colocando mínimo tres módulos a la terminación de la guía de dirección o límite de banqueta; puede ser de mayor número si el ancho del cruce es mayor.
- Los pavimentos táctiles deben dejar libres las guarniciones.



CAMBIOS DE DIRECCIÓN.

VISTA SUPERIOR



CAMBIOS DE DIRECCIÓN.

VISTA SUPERIOR

ANDADORES Y BANQUETAS.

Además de acatar las condiciones determinadas en la ruta accesible, se cumplirá con las características siguientes:

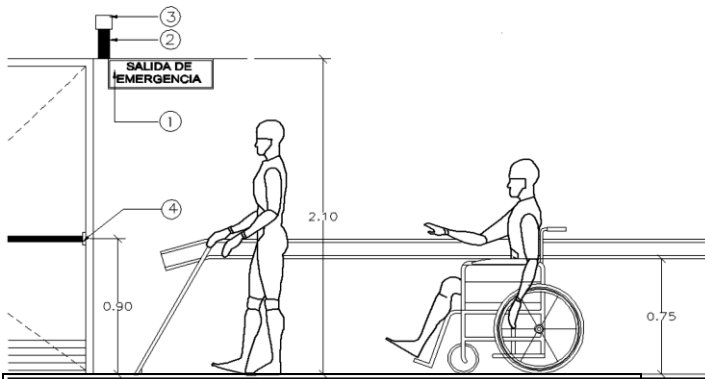
- El ancho de banquetas que lleven a los accesos de los inmuebles públicos será de 1.20 m como mínimo a partir del alineamiento hacia el arroyo vehicular.
- Los arbustos contiguos deben estar a no menos de 0.20 m del andador y con una altura máxima de 0.90 m sobre el nivel de piso terminado.
- Los árboles se deberán seleccionar de acuerdo a las recomendaciones de la Dirección General de Medio Ambiente, dando preferencia a las especies nativas y /o frutales.
- Las entrecalles y rejillas tendrán una separación máxima de 0.01 m y deberán colocarse con placas ranuradas perpendiculares al sentido del andador para evitar que las ayudas técnicas se atoren.
- Las entradas y rampas para vehículos en banquetas deberán diseñarse de tal manera que no sean obstáculo para el libre tránsito.
- En los casos que por la magnitud del inmueble público o el entorno circundante se tenga que hacer uso de semáforos o señales viales, éstos estarán dotados de sistemas sonoros e indicadores de tiempo para ser percibidos por personas con discapacidad visual, además de otorgar el tiempo suficiente a las personas de lento tránsito.

PASILLOS.

Además de cumplir con las disposiciones de la ruta accesible, deberán tener un sistema de alarma sonora y luminosa de emergencia con dos tipos de luces, roja y amarilla, dispuestas a cada 30 metros.

La primera indica emergencia de primer grado, donde se tiene que evacuar el edificio, la segunda será para casos de emergencia en los que se debe evitar utilizar elevadores o determinadas zonas de peligro.

SISTEMA DE ALARMA SONORA EN PASILLOS.

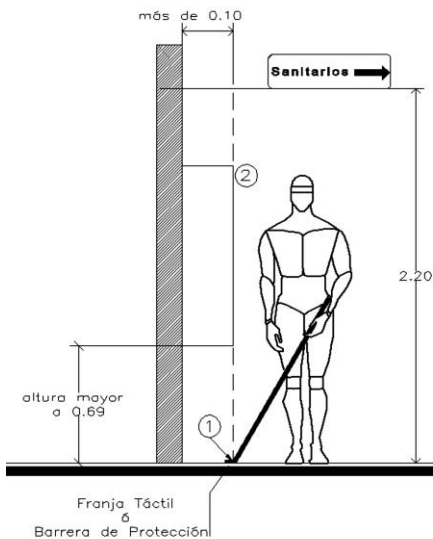


NOMENCLATURA	
1)	Lámpara de emergencia de una cara.
2)	Lámpara de emergencia de dos caras.
3)	Sistema visual y sonoro de emergencia.
4)	Barra de pánico.

OBSTÁCULOS FIJOS A LA PARED.

Cuando en las circulaciones de pasillos, banquetas o andadores existan obstáculos fijos a la pared que sobresalgan más de 0.10 m y el obstáculo esté ubicado a una altura mayor a 0.69 m, se instalará en el piso, a paño del límite exterior del obstáculo, un elemento, tal como un borde boleado a 0.05 m de altura, cambio de textura o cualquier otro que permita su detección con el pie o bastón blanco.

OBSTÁCULOS FIJOS A LA PARED.



NOMENCLATURA	
1)	Borde boleado de 0.05 m o cambio de textura.
2)	Obstáculo.

nitirán a los usuarios con discapacidad transportarse hacia los en el inmueble.

Para efectos de anexo, las circulaciones verticales se clasificarán en:

- a) Rampas.
- b) Escaleras.
- c) Elevadores y plataformas.

RAMPAS.

Se considera rampa a partir de una pendiente longitudinal mayor al 4% y menor a 10%, con un desnivel mayor a 0,30 m.

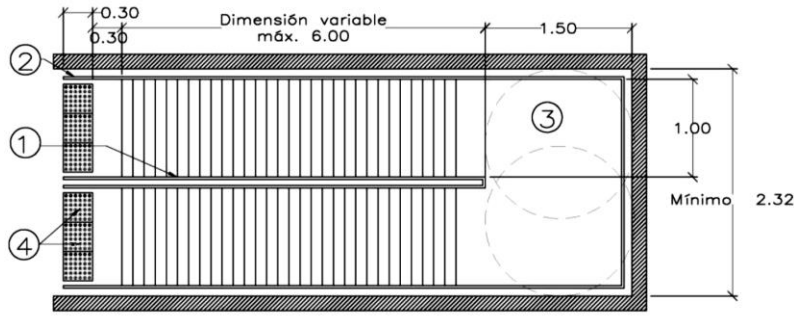
- a) La pendiente máxima permisible será de acuerdo a lo siguiente:

Longitud	Pendiente máxima
6 a 10 m	6%
3 a 6 m	8%
0.01 a 3 m	10%

- b) En rampas con longitudes mayores a 6.00 m se considerarán descansos intermedios de 1.50 m de diámetro.
- c) Deberán tener un ancho mínimo de 1.00 m libres entre pasamanos. Las rampas en interiores tendrán un ancho mínimo de 1.20 m. Tanto en interiores como en exteriores, si la rampa es de doble circulación, tendrá 2.10 m de ancho mínimo; al ser el único acceso para todo tipo de personas debe tener 1.50 m de ancho como mínimo.
- d) Contará con bordes laterales de 0.05 m de altura. Si se encuentra a paño de un muro, esta cara no tendrá borde.
- e) Contará con pasamanos en ambos lados de la rampa a base de tubulares de 0.038 m de diámetro, en color contrastante con respecto al elemento vertical delimitante, colocados a 0.90 m y un segundo a 0.75 m del nivel de piso terminado separados 0.04 m de la pared en su caso. Los pasamanos se prolongarán 0.30 m en el arranque y en la llegada.
- f) Deberá existir un área libre o descanso de 1.50 m al inicio y término de la rampa; cuando éste se encuentre en una puerta con abatimiento hacia afuera, se tomará en cuenta el área para su abatimiento.
- g) Las rampas nunca terminarán en puertas, se deberá considerar un espacio mínimo 1.20 m para llegar a esta.
- h) El piso deberá ser firme, uniforme y antiderrapante.
- i) Tendrá cambios de textura o pavimento táctil de mínimo 0.30 m y máximo 0.60 m de profundidad para identificar el área de aproximación al inicio y término de la rampa, separados a 0.30 m del cambio de nivel.
- j) No se permitirán rampas curvas, pues dificultan la circulación con sillas de ruedas. Los cambios de dirección deben ser horizontales.

k) En el caso de la utilización del Símbolo Internacional de Accesibilidad, éste sólo se ocupará cuando sean rampas de calle para que los vehículos no se estacionen y obstruyan el paso, o bien, cuando no sea fácil la ubicación de la rampa.

l) Se deberán considerar en las banquetas y guarniciones rampas con superficie contrastante con el resto de los pavimentos tanto en color como en textura y será antiderrapante. El cambio de textura o pavimento táctil será de 0.30 m adyacente a la guarnición.



VISTA SUPERIOR.

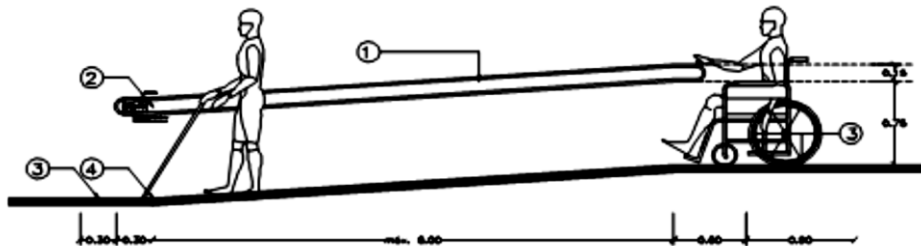
COMPONENTES

Rampa: Únicamente en este tipo de rampas, la pendiente máxima permisible será del 8% para peraltes hasta de 0.18 m.

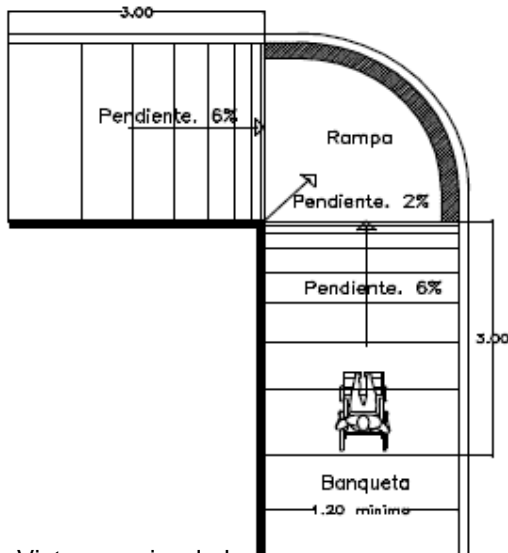
Zona de aproximación: Debe tener el ancho de la rampa y su dimensión transversal a la circulación deberá ser igual o superior a 1.20 m.

Remate de rampa: La parte inferior de la rampa y el arroyo vehicular deberán estar al mismo nivel.

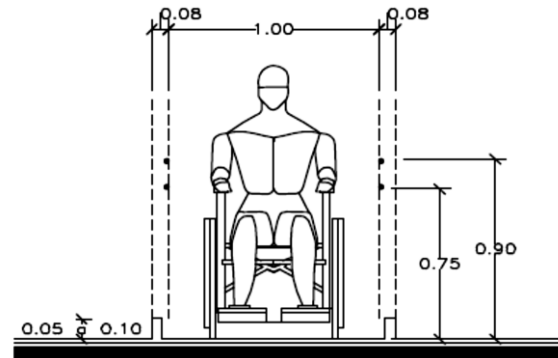
VISTA LATERAL DE RAMPA.



NOMENCLATURA	
1)	Pasamanos.
2)	Placa metálica con simbología en alto relieve y sistema braile.
3)	Área libre o de descanso.
4)	Pavimento táctil.



Vista superior de la rampa



Corte transversal de rampa.

ESCALERAS.

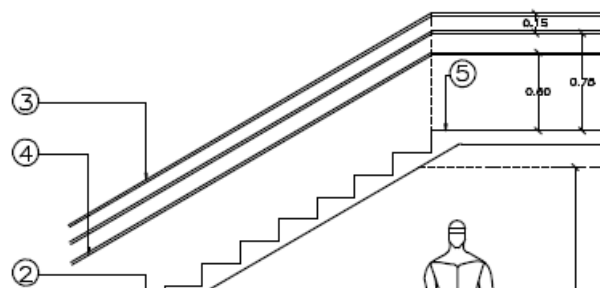
a) El ancho de la rampa de las escaleras debe ser de 0.90 m mínimo y contar con pasamanos a una altura de 0.75 y 0.90 m en ambos lados de la escalera. En el caso de inmuebles públicos donde los usuarios sean constantemente niños se añadirá un pasamanos a 0.60 m de altura.

b) Previo al arranque de los escalones, así como final de los mismos, deberá existir un cambio de textura o pavimento táctil de mínimo 0.30 m de ancho, con una separación de 0.30 m del cambio de nivel.

c) Los peraltes deben ser no menor de 0.15m y no mayor de 0.18 m máximo y de color contrastante con la huella; Las huellas serán de 0.30 m y contarán con una franja antiderrapante de color contrastante a 0.25 m de su borde.

d) Las huellas deben contrastar cromáticamente con los pasamanos y las paredes adyacentes.

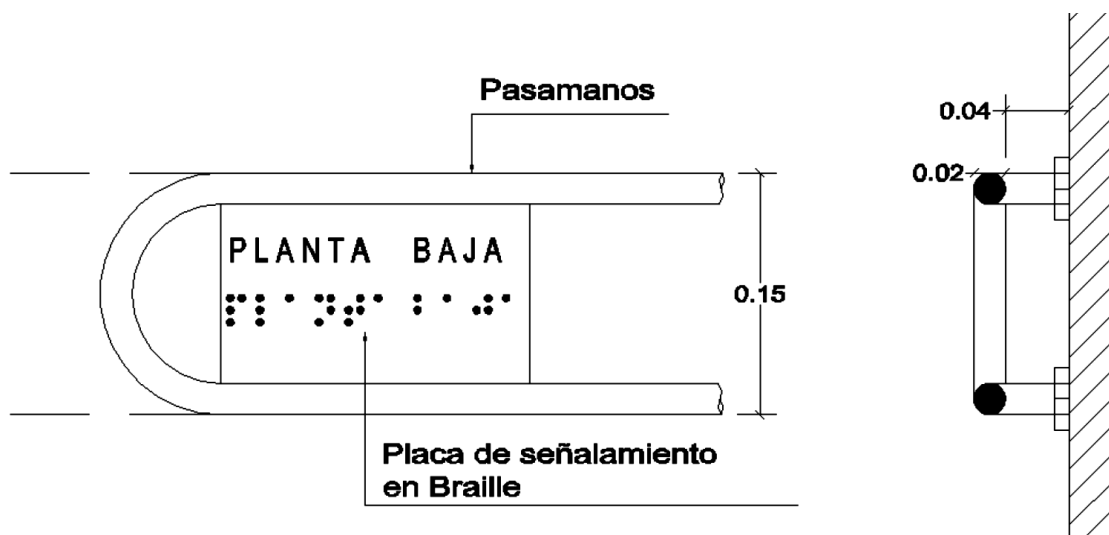
VISTA LATERAL DE ESCALERA.



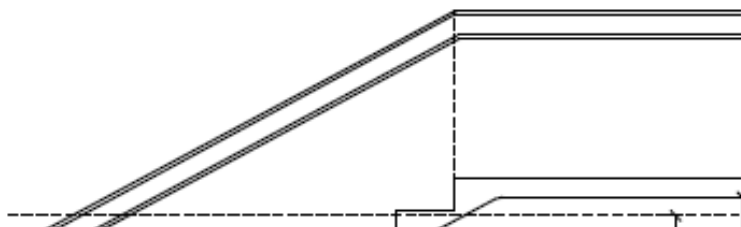
NOMENCLATURA	
1)	Peralte.
2)	Huella.
3)	Pasamanos.
4)	Pasamanos para nivel preescolar.
5)	Pavimento táctil.

e) Al principio y final de los pasamanos se deberá contar con el número de piso en alto relieve y puede ser complementado en Braille. Los pasamanos deben prolongarse horizontalmente 0.30 m después del primer y último escalón y rematarse en forma boleada.

f) Cuando existan circulaciones adyacentes a cubos de escaleras en piso, se deberá colocar un borde lateral de 0.05 m de altura con pasamanos a 0.90 m de altura como protección. De igual manera en espacios abajo de rampas de escalera en Plantas Bajas donde la reducción sea menor a 2.00 m.



DETALLE DE PASAMANOS.



PASAMANOS DE PROTECCIÓN.

ELEVADORES Y PLATAFORMAS.

Estos aparatos deberán cumplir con las disposiciones de fabricación y seguridad contenidas en la norma oficial mexicana de Elevadores eléctricos de tracción para pasajeros y carga – Especificaciones de seguridad y métodos de prueba para equipos nuevos y con lo dispuesto en la norma internacional Power-operated lifting platforms for persons with impaired mobility -- Rules for safety, dimensions and functional operation -- Part 1: Vertical lifting platforms (NOM-053-SCFI-2000 e ISO-9386-1), así como las condiciones de la normatividad de construcción y Protección Civil acorde a cada proyecto en particular.

Los elevadores y plataformas cumplirán, de manera enunciativa y no limitativa, con las siguientes condiciones:

- a) Los materiales utilizados para la fabricación de las cabinas deben ser retardantes al fuego.
- b) Los pisos serán antiderrapantes y las paredes laterales lisas.
- b) Deberán tener una botonera de control con macrotipos y números en alto relieve y escritura Braille y en alto contraste. A la izquierda o debajo del botón, las botoneras tendrán una altura de entre 0.90 m y 1.20 m de nivel de piso al botón más alto.
- c) Contarán con pulsadores de alarma.
- d) Deberán contar con sensores de cierre en puertas (en caso de elevadores automáticos) o bien con sistemas de cierre seguro manual en el caso de plataformas de media cabina.
- e) Deberán tener un sistema de telefonía de emergencia dentro de la cabina.
- f) El espacio libre de paso en las puertas será de 1.00 m como mínimo.
- g) Contará con identificación sonora y luminosa en el interior para indicar el número de piso.
- h) El nivel del elevador o plataforma coincidirá con el nivel de piso exterior.

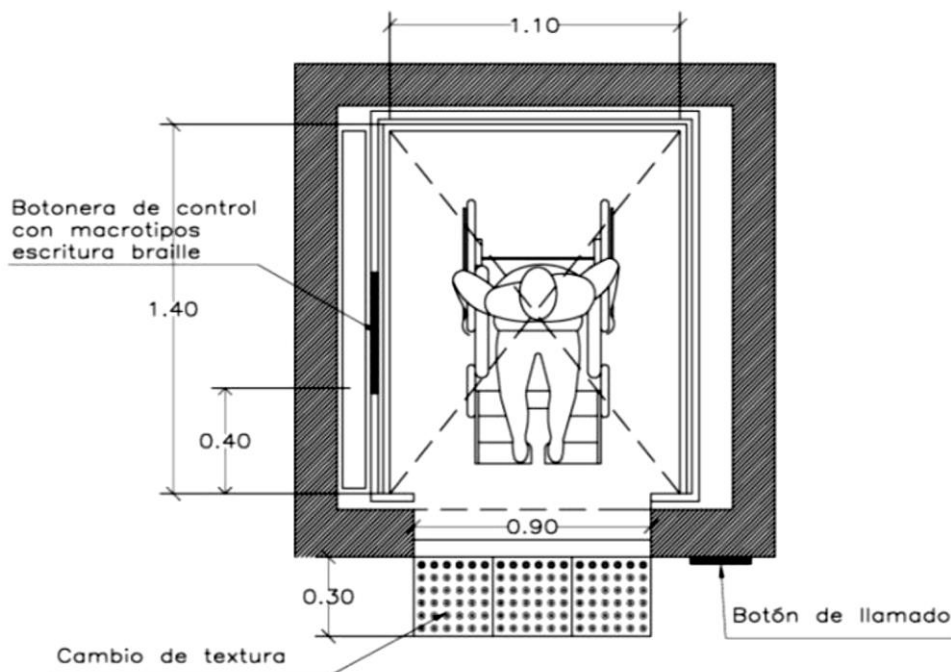
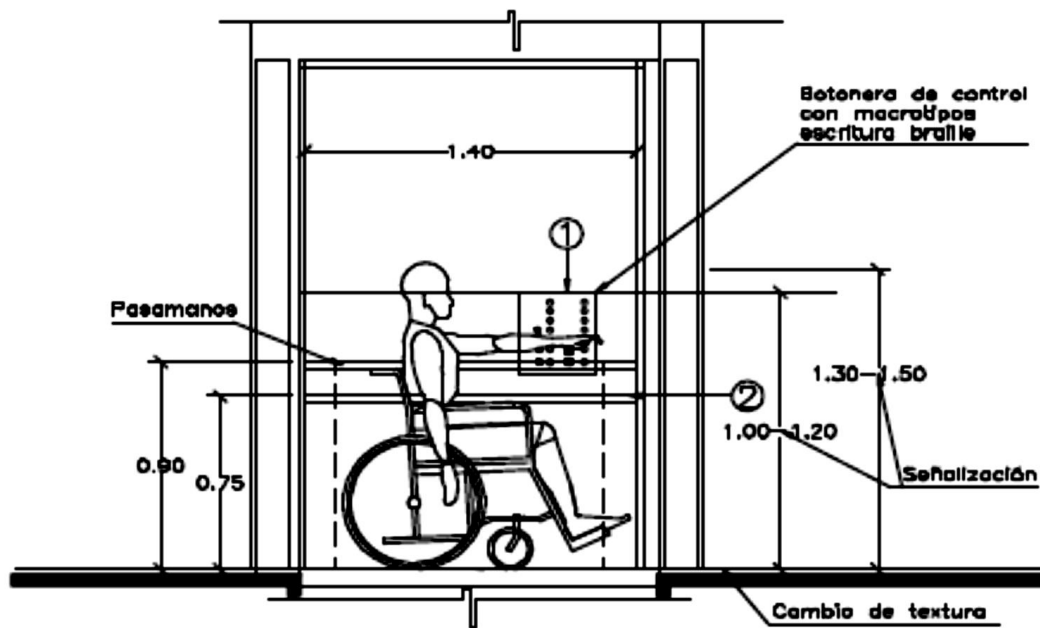
ELEVADORES.

Los elevadores para personas con discapacidad cumplirán con las siguientes condiciones:

- a) La dimensión mínima libre de cabina será de 1.10 m de ancho por 1.40 m de fondo, para una persona en silla de ruedas.
- b) Contar con timbre o cualquier sistema sonoro que indique el paso por los pisos, aunque no abra en ellos.
- c) Contar con un pasamanos doble en las paredes del elevador (lo más cercano posible a la botonera de control) a una altura de 0.90 m para adultos y 0.75 m para niños, con una separación de 0.04 m del paramento.
- d) El tiempo mínimo de total apertura de las puertas será de 10 segundos, para auxiliar el ascenso o descenso de la persona en silla de ruedas.
- e) Las puertas contarán con un sensor de presencia para detectar el acceso de las personas.
- f) Cambio de textura de piso o pavimento táctil de advertencia al ancho de la puerta del elevador y adyacente a la misma, de mínimo 0.30 m.
- g) Señalización del nivel del piso en el marco de la cabina con macrotipos y escritura Braille a una altura de entre 1.00 m y 1.20 m para niños y de entre 1.30 m y 1.50 m para adultos.

BOTONERA DE CONTROL.

NOMENCLATURA	
1)	Botonera.

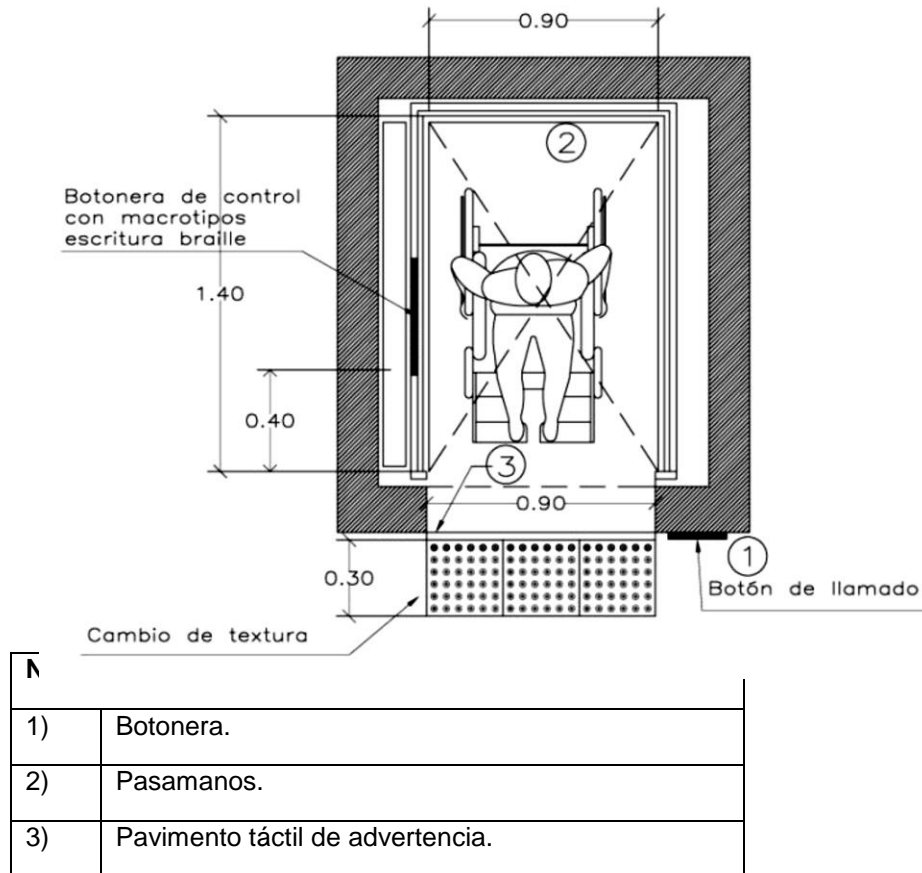


PLATAFORMAS PARA PERSONAS EN SILLA DE RUEDAS.

Existen dos tipos: plataforma cerrada o de cabina completa y plataforma abierta o de media cabina, las cuales deberán reunir las siguientes condiciones:

- a) La dimensión mínima libre será de 0.90 m de ancho por 1.40 m de fondo, para una persona en silla de ruedas.
- b) La plataforma abierta o de media cabina se usará sólo para salvar una altura de 2.00 m como máximo.
- c) La plataforma cerrada o de cabina completa se usará para salvar un nivel completo o un máximo de 4.00 m de altura.
- d) Tendrá un sensor de presencia para detectar el acceso de las personas.
- e) Contará con un sistema para bloquear el desplazamiento vertical cuando el usuario se encuentre en maniobras de ascenso o descenso de la plataforma.
- f) Contará con protecciones para evitar que el usuario saque las manos de la plataforma durante el desplazamiento.
- g) Tendrá elementos de protección para evitar accidentes a los usuarios del inmueble.

VISTA SUPERIOR DE PLATAFORMA.



LOCALES Y SERVICIOS.

DISPOSICIONES GENERALES.

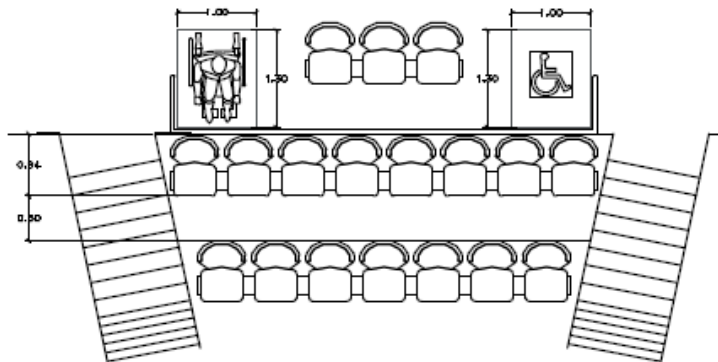
El acceso y circulación deberán ser libres y sin obstáculos desde la calle y desde las áreas de estacionamiento de vehículos, hasta las plantas bajas de todos y cada uno de los edificios públicos.

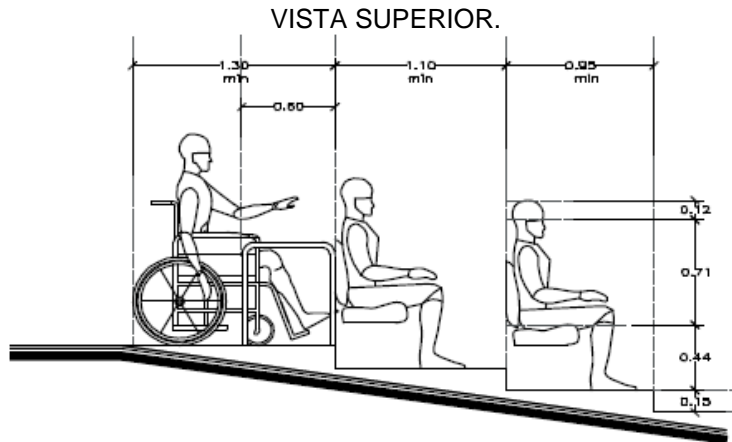
Los locales de los inmuebles educativos cumplirán, de manera enunciativa y no limitativa, con las siguientes condiciones:

- a) Se indicará su accesibilidad con el Símbolo Internacional de Accesibilidad si se requiere.
- b) Se dotarán con mobiliario que permita a la persona con discapacidad desarrollar sus actividades.
- c) Todas las puertas cumplirán con las condiciones este anexo.
- d) Área mínima para girar con silla de ruedas 1.50 m a 180° y de 1.40 m a 90°.
- e) Si presenta desnivel, considerar rampas que cumplirán con lo dispuesto en esta norma.
- f) La señalización informativa, orientativa, direccional, identificativa y reguladora se colocará previo estudio de su funcionalidad y cumplirá con lo indicado en este anexo
- g) Los inmuebles con alta concentración de personas contarán con un sistema de alarma sonora y luminosa de emergencia con dos tipos de luces, roja y amarilla; la primera indica emergencia de primer grado, donde se tiene que evacuar el edificio y la segunda será para casos de emergencia en los que se debe evitar utilizar elevadores o determinadas zonas de peligro.
- h) Los pisos deberán ser firmes, uniformes y con acabados antiderrapantes.
- i) En los espacios para uso exclusivo de personas en silla de ruedas no se colocarán alfombras o tapetes.
- j) De forma general los inmuebles educativos se apegarán a lo dispuesto por las normas de la Secretaria de Educación Pública (SEP), el Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa (INIFED) y el Instituto de Infraestructura Física Educativa del estado de Guanajuato (INIFEG).

AUDITORIOS.

- a) Se destinarán dos espacios por cada 100 asistentes o fracción de esta cantidad, a partir de sesenta, para uso exclusivo de personas en silla de ruedas.
- b) Cada espacio tendrá 1.00 m de frente por 1.30 m de fondo y se encontrará adyacente a una ruta accesible.
- c) Los espacios estarán libres de butacas fijas, no invadirán las circulaciones y se ubicarán cercanos a los accesos y salidas de emergencia.
- d) Si los espacios tienen lados abiertos, estarán delimitados por barandales o muretes, tendrán una franja perimetral amarilla, blanca o de un color contrastante con el pavimento y contarán con el Símbolo Internacional de Accesibilidad.





AL. ESPACIOS PARA USO EXCLUSIVO DE PERSONAS CON DISCAPACIDAD EN SILLA DE RUEDAS.

COCINETAS.

- a) El mobiliario deberá contar con jaladeras.
- b) Las superficies de trabajo tendrán una altura superior máxima de 0.80 m a la cubierta y 0.75 m libres en el espacio inferior del mueble con respecto al nivel de piso terminado.
- c) Las estufas tendrán quemadores paralelos y perillas frontales.
- d) Se colocarán fregaderos remetidos con una profundidad máxima de 0.40 m, con llaves de palanca o electrónicas con salida de agua intermitente.
- e) Los estantes y alacenas suspendidos tendrán una altura máxima de 1.20 m y una altura mínima de 0.40 m de su parte baja al nivel de piso terminado.

COMEDORES.

- a) Se destinarán por lo menos dos espacios por cada 100 comensales para uso de personas con discapacidad en silla de ruedas.
- b) Se recomienda un mínimo de 1.20 m de espacio de circulación entre mesas.
- c) La superficie superior de las mesas tendrá una altura máxima de 0.80 m a la cubierta y 0.75 m libres en el espacio inferior, con respecto al nivel de piso terminado.
- d) Se utilizarán mesas de pedestal o empotradas lateralmente, con los bordes boleados.

DORMITORIOS.

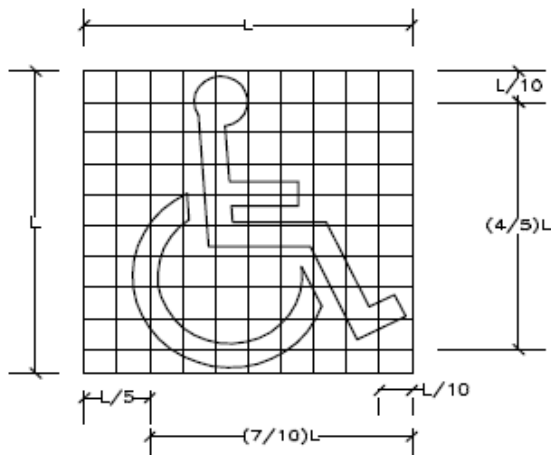
- a) Se contará con una habitación para personas con discapacidad a partir de 25 habitaciones.
- b) Estas habitaciones se ubicarán en la planta baja o cercana a las áreas de resguardo en otros niveles.
- c) El espacio mínimo entre muebles será de 1.50 m.

- d) El apagador de luz y teléfono se colocarán junto a la cama.
- e) La altura de la cama será de entre 0.45 y 0.50 m.
- f) El guardado en entrepaños tendrá 0.50 m de profundidad y una altura mínima de 0.40 m y máxima de 1.20 m sobre el nivel de piso terminado.
- g) La altura máxima para el área de colgado de ropa será de 1.20 m.
- h) Los contactos estarán a una altura de entre 0.40 y 1.00 m.
- i) Las circulaciones, habitaciones y sanitarios tendrán apagadores con luz piloto.

SEÑALIZACIÓN.

El "Símbolo Internacional de Accesibilidad" se utilizará en espacios públicos para indicar entradas, rutas accesibles, localización de servicios tales como: cajones de estacionamiento, módulos sanitarios, vestidores, regaderas, teléfonos y demás espacios adaptados para personas con discapacidad.

Consiste en una figura humana estilizada de perfil en silla de ruedas y un cuadro plano con cara a la derecha



Se puede hacer en placa metálica, láminas, calcomanías adheribles o pintada sobre alguna superficie; debe ser blanca sobre un fondo azul para la señalización vertical y para el señalamiento en pavimentos se hará de un color contrastante con el mismo.

Debe colocarse en los sitios donde haya accesibilidad para personas con discapacidad y estar siempre a la vista.

En el caso de que el elemento sea de uso exclusivo para personas con discapacidad, la señalización vertical llevará la leyenda “USO EXCLUSIVO” debajo del Símbolo Internacional de Accesibilidad.

SEÑALIZACIÓN EN LAS VÍAS EXTERIORES.

En los inmuebles educativos que por su extensión territorial incluyan un conjunto de vías o espacios geográficos destinados a la circulación o desplazamiento de vehículos y peatones, deberá considerarse lo siguiente:

- a) Si la ruta accesible se encuentra desfasada de la ruta natural del peatón u oculta, se señalará con el Símbolo Internacional de Accesibilidad.
- b) Se colocará un dispositivo sonoro que indique el lapso de tiempo disponible para el cruce seguro de peatones.
- c) La señalización visual, táctil y auditiva debe colocarse tomando en cuenta los ángulos adecuados de la visibilidad, alcance y audio correspondientes al cuerpo humano y sus sentidos.
- d) La señalización informativa, orientativa, direccional, identificativa y reguladora debe instalarse previo estudio de su funcionalidad para el sector de personas con discapacidad.

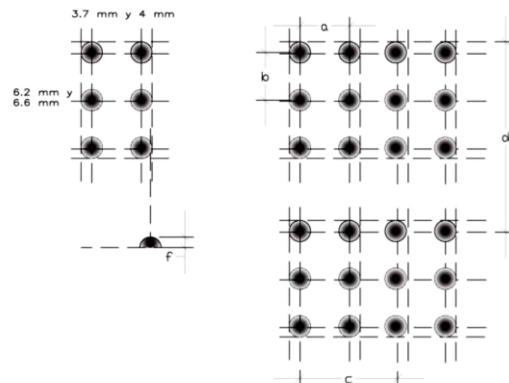
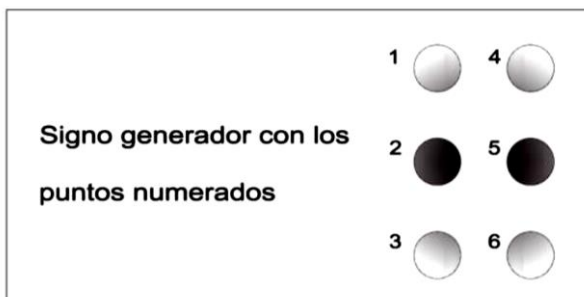
SEÑALIZACIÓN PARA PERSONAS CON DISCAPACIDAD VISUAL

SISTEMA BRAILLE.

El Braille es un sistema de lectoescritura para personas con discapacidad visual que utilizan el tacto para interpretarlo y medios manuales, mecánicos o informatizados para escribirlo.

El sistema Braille se basa en la disposición ordenada de seis puntos en alto relieve, en dos columnas y tres filas; a esta matriz se le conoce como signo generador.

LOS PUNTOS TIENEN EL SIGUIENTE ORDEN



El sistema por sí mismo ofrece 64 combinaciones posibles con las cuales se pueden representar letras, números, signos de puntuación, científicos o musicales, el espacio en blanco, entre algunos otros.

El sistema Braille dispone de una medida estandarizada internacionalmente, por lo que deberán respetarse dichos parámetros para su correcta interpretación.

- a) Distancia horizontal entre los centros de puntos contiguos de la misma celda: de 0.25 a 0.26 cm.
- b) Distancia vertical entre los centros de puntos contiguos de la misma celda: de 0.25 a 0.26 cm.
- c) Distancia entre los centros de puntos en idéntica posición en celdas contiguas: de 0.60 a 0.61 cm.
- d) Distancias entre los centros de puntos en idéntica posición en líneas contiguas: 1.0 a 1.08 cm.
- e) Diámetro de la base de los puntos: entre 0.12 y 0.15 cm.
- f) Altura del relieve de los puntos: 0.050 cm a 0.065 cm.

La escritura en Braille dentro de un señalamiento se coloca en la esquina inferior izquierda a una distancia de entre 1 y 3 cm del borde de la misma. (Figura 9.2.1.c.)

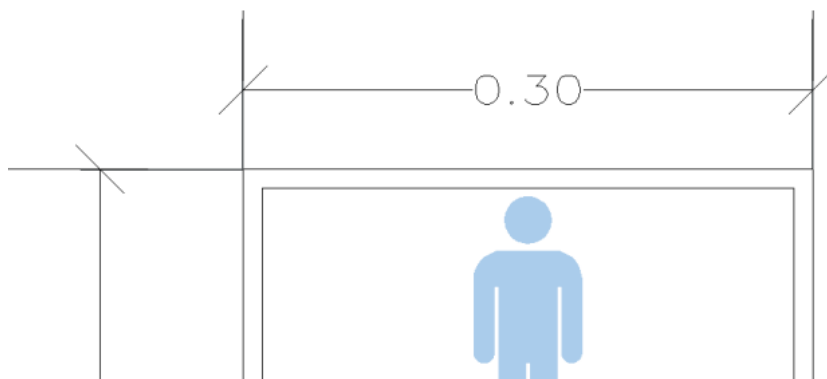
ALTO RELIEVE.

- a) Los números deben ser de tipo arábigo.
- b) En la señalización los macrotipos (letras y números) tendrán 0.2 cm de relieve y bordes agudos.
- c) Los macrotipos y pictogramas deberán tener un alto contraste cromático con el fondo de la señalización.
- d) La tipografía a utilizar en la señalización deberá ser preferentemente de palo seco, sin patines y sin remates.
- e) Se debe procurar uniformidad y consistencia en la disposición de los elementos que conforman la señalización.

La información contenida en la señalización debe ser clara y concreta con un lenguaje simplificado.

MACROTIPOS Y ALTO CONTRASTE CROMÁTICO.

Los macrotipos y pictogramas con alto contraste cromático con respecto al fondo de la señalización, apoyan la comunicación con las personas con baja visión. La magnitud de la amplificación (el tamaño) de ambos elementos está en función de la distancia a la cual se pretenden leer.



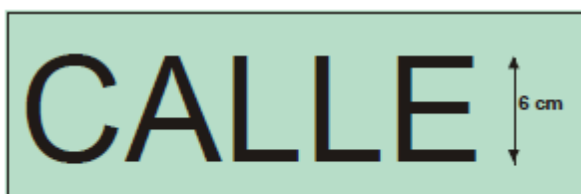
El contraste cromático “Fondo-Figura” de la señalización debe ser altamente diferenciable: azul - blanco, amarillo o blanco; negro - blanco o amarillo; blanco – rojo.

CARACTERÍSTICAS GENERALES.

- a) La señalización contendrá macrotipos, pictogramas y escritura Braille bajo las características descritas con anterioridad.
- b) Los macrotipos y pictogramas tendrán una altura mínima de 6 cm y serán de color contrastante con el fondo.
- c) El tamaño de la tipografía estará en función de la distancia a la que se leerá el señalamiento.
- d) La información de la señalización debe contrastar con el fondo en el que se encuentra, considerando el resalte cromático de puertas, esquinas y bordes, rampas, escaleras, accesos a elevadores/plataformas, así como picaportes de sanitarios, botoneras y jaladeras.

Se pueden utilizar códigos de colores para diferenciar los tipos de espacio o niveles.

- e) La señalización deberá ser mate, para evitar deslumbramientos reflejados que dificultarían la visibilidad y antiderrapante.
- f) En los casos de señalización orientativa, direccional o restrictiva contendrá pictogramas simples: flechas y otros.
- g) Los rótulos con textos cortos pueden ir centrados en la señalización. Los de más de 3 palabras deben ir justificados al margen izquierdo de la misma.



h) La colocación de la señalización permitirá una zona de barrido ergonómico al alcance de la mano en una posición cómoda, con un movimiento de brazo flexionado en 90° aproximadamente, a una altura entre 1.30 y 1.60 m para adultos y entre 0.90 y 1.20 m para niños. Fuera de esta zona no se debe insertar texto en Braille

i) La dimensión de la placa de la señalización será en función de la información y de máximo 0.30 m de ancho. Ésta se ubicará a una distancia máxima de 0.30 m del vano de la puerta (del lado de la manija o botones) al borde más lejano de la señalización o bien a eje de la puerta.

j) Cuando existan puertas de doble hoja o no exista puerta, la señalización debe estar colocada en la pared más cercana, preferentemente del lado derecho.

k) En rampas, escaleras o intersección de pasillos que tengan pasamanos, se pondrá en el inicio o final información en alto relieve que indique el número de piso o dé referencia de alguna señalización en muro.

l) En el caso de elevadores, los botones contarán con números arábigos en alto relieve y Braille en alto contraste cromático, los cuales se ubicarán al lado izquierdo o abajo del botón.



PROTECCIÓN CIVIL.

Las zonas de seguridad deberán contar con espacios exclusivos para personas con discapacidad.

Los lugares asignados a personas con discapacidad se encontrarán señalados conforme a la **NOM-003-SEGOB-2011** y se ubicarán en áreas fuera del inmueble y que aseguren el menor riesgo para los usuarios.

3.3 DEPÓSITO Y MANEJO DE RESIDUOS

3.3.1 RESIDUOS SÓLIDOS

Las edificaciones contarán con uno o varios locales ventilados y a prueba de roedores para almacenar temporalmente bolsas o recipientes para basura, de acuerdo a los indicadores mínimos únicamente en los siguientes casos:

- I. Vivienda plurifamiliar con más de 50 unidades a razón de 40 L/habitante; y
- II. Otros usos no habitacionales con más de 500 m², sin incluir estacionamientos, a razón de 0.01 m²/m² construido.

Adicionalmente, en las edificaciones antes especificadas se deben clasificar los desechos sólidos en tres grupos: residuos orgánicos, reciclables y otros desechos. Cada uno de estos grupos debe estar contenido en celdas o recipientes independientes de fácil manejo, y los que contengan desechos orgánicos deben estar provistos con tapa basculante o algún mecanismo equivalente que los mantenga cerrados.

3.3.2 RESIDUOS SÓLIDOS PELIGROSOS

Los espacios y dispositivos necesarios para almacenar temporalmente desechos contaminantes diferentes a los definidos en el inciso 3.3.1, tales como residuos sólidos peligrosos, químicos-tóxicos y radioactivos generados por hospitales e industrias deben fundamentarse por el Perito Responsable de Obra y el Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico, tomando en cuenta la Ley para la Protección del Medio Ambiente del Estado de Guanajuato.

3.4 ILUMINACIÓN Y VENTILACIÓN

3.4.1 GENERALIDADES

Los locales habitables y complementarios deben tener iluminación diurna natural por medio de ventanas que den directamente a la vía pública, azoteas, superficies descubiertas o patios que satisfagan lo establecido en el inciso 3.4.2.2.

Se consideran locales habitables: las recámaras, alcobas, salas, comedores, estancias o espacios únicos y cuartos de costura, locales de alojamiento, cuartos para encamados de hospitales, clínicas y similares, aulas de educación básica y media, vestíbulos, locales de trabajo y de reunión. Se consideran locales complementarios: los baños, cocinas, salas de televisión, cuartos de lavado y planchado doméstico, las circulaciones, los servicios y los estacionamientos. Se consideran locales no habitables: los destinados al almacenamiento como bodegas, closets, despensas, roperías.

Se permite que los locales habitables y los complementarios tengan iluminación y ventilación artificial de conformidad a los puntos 3.4.3 y 3.4.4 de estas Normas, excepto las recámaras, salas, comedores, alcobas, y de costura, estancias o espacios únicos, locales de alojamiento, cuartos para encamados de hospitales, clínicas y similares y aulas de educación básica, así como las cocinas domésticas. En los locales no habitables, el Perito Responsable de Obra definirá lo pertinente.

3.4.2 ILUMINACIÓN Y VENTILACIÓN NATURALES

3.4.2.1 VENTANAS

Para el dimensionamiento de ventanas se tomará en cuenta lo siguiente:

- I. El área de las ventanas para iluminación no será inferior al 17.5% del área del local en todas las edificaciones a excepción de los locales complementarios donde este porcentaje no será inferior al 15%;
- II. El porcentaje mínimo de ventilación será del 5% del área del local;
- III. Los locales cuyas ventanas estén ubicadas bajo marquesinas, techumbres, balcones, pórticos o volados, se considerarán iluminadas y ventiladas naturalmente cuando dichas

ventanas se encuentren remetidas como máximo lo equivalente a la altura de piso a techo del local;

- IV. Se permite la iluminación diurna natural por medio de domos o tragaluces en los casos de baños, incluyendo los domésticos, cocinas no domésticas, locales de trabajo, reunión, almacenamiento, circulaciones y servicios; en estos casos, la proyección horizontal del vano libre del domo o tragaluz puede dimensionarse tomando como base mínima el 4% de la superficie del local, excepto en industrias que será del 5%. El coeficiente de transmisibilidad del espectro solar del material transparente o translúcido de domos y tragaluces en estos casos no debe ser inferior al 85%;
- V. No se permite la iluminación y ventilación a través de fachadas de colindancia, el uso de bloques prismáticos no se considera para efectos de iluminación natural;
- VI. No se permiten ventanas ni balcones u otros voladizos semejantes sobre la propiedad del vecino prolongándose más allá de los linderos que separen los predios. Tampoco se pueden tener vistas de costado u oblicuas sobre la misma propiedad, si no hay la distancia mínima requerida para los patios de iluminación;
- VII. Las escaleras, excepto en vivienda unifamiliar, deben estar ventiladas en cada nivel hacia la vía pública, patios de iluminación y ventilación o espacios descubiertos, por medio de vanos cuya superficie no será menor del 10% de la planta del cubo de la escalera; en el caso de no contar con ventilación natural se debe satisfacer lo dispuesto en la fracción II correspondiente a las condiciones complementarias de la Tabla 3.6; y
- VIII. Los vidrios o cristales de las ventanas de piso a techo en cualquier edificación, deben cumplir con la Norma Oficial NOM-146-SCFI-2016, excepto aquellos que cuenten con barandales y manguetas a una altura de 0.90 m del nivel del piso, diseñados de manera que impidan el paso de niños a través de ellos, o estar protegidos con elementos que impidan el choque del público contra ellos.

3.4.2.2 PATIOS DE ILUMINACIÓN Y VENTILACIÓN NATURAL

Las disposiciones contenidas en este inciso se refieren a patios de iluminación y ventilación natural con base de forma cuadrada o rectangular, cualquier otra forma debe considerar un área equivalente; estos patios tendrán como mínimo las proporciones establecidas en la Tabla 3.4, con dimensión mínima de 1.50 m medida perpendicularmente al plano de la ventana sin considerar remetimientos.

TABLA 3.4

TIPO DE LOCAL	PROPORCIÓN MÍNIMA DEL PATIO DE ILUMINACIÓN Y VENTILACIÓN (con relación a la altura de los paramentos del patio)
Locales habitables	1 / 4
Locales complementarios e industria	1 / 5

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.4

- I. Si la altura de los paramentos del patio fuera variable se tomará el promedio de los dos más altos; los pretilos y volúmenes en la parte superior de estos paramentos, podrán remeterse un mínimo del equivalente a su altura con el propósito de no ser considerados para el dimensionamiento del patio;
- II. En el cálculo de las dimensiones mínimas de los patios podrán descontarse de la altura total de los paramentos que lo confinan, las alturas correspondientes a la planta baja y niveles inmediatamente superiores a ésta, que sirvan como vestíbulos, estacionamientos o locales de máquinas y servicios;
- III. Para determinar las dimensiones mínimas de los patios, se tomará como cota de inicio 0.90 m de altura sobre el piso terminado del nivel más bajo que tenga locales habitables o complementarios;
- IV. En cualquier orientación, se permite la reducción hasta de una quinta parte en la dimensión mínima del patio, siempre y cuando la dimensión ortogonal tenga por lo menos una quinta parte más de la dimensión mínima correspondiente;
- V. En los patios completamente abiertos por uno o más de sus lados a vía pública, se permite la reducción hasta la mitad de la dimensión mínima en los lados perpendiculares a dicha vía pública;
- VI. Los muros de patios que se limiten a las dimensiones mínimas establecidas en esta Norma y hasta 1.3 veces dichos valores, deben tener acabados de textura lisa y colores claros;
- VII. Los patios podrán estar techados por domos o cubiertas transparentes o traslúcidos siempre y cuando tengan una transmisibilidad mínima del 85% del espectro solar y un área de ventilación en la cubierta no menor al 10% del área del piso del patio; y
- VIII. En las zonas históricas y patrimoniales los inmuebles sujetos a reparación, adecuación y modificación podrán observar las dimensiones de los patios de iluminación y ventilación del proyecto original o construcción existente siempre y cuando cuenten con la aprobación del Instituto Nacional de Antropología e Historia o del Instituto Nacional de Bellas Artes, según corresponda.

3.4.3 ILUMINACIÓN ARTIFICIAL

Los niveles mínimos de iluminación artificial que deben tener las edificaciones se establecen en la Tabla 3.5, en caso de emplear criterios diferentes, el Perito de Obra debe justificarlo en la Memoria Descriptiva del proyecto.

TABLA 3.5

REQUISITOS MÍNIMOS DE ILUMINACIÓN ARTIFICIAL		
TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	NIVEL DE ILUMINACIÓN
HABITACIONAL		
Vivienda unifamiliar Vivienda plurifamiliar	Circulaciones horizontales y verticales	50 luxes

COMERCIAL		
Abasto y almacenamiento	Almacenes	50 luxes
	Circulaciones	100 luxes
Mercados públicos	Naves	75 luxes
Venta de combustibles y explosivos	Áreas de servicio	70 luxes
	Áreas de bombas	200 luxes
Tiendas de productos básicos y especialidades	En general	250 luxes
Tiendas de autoservicio		
Tiendas departamentales y Centros comerciales		
Agencias y talleres de reparación		
Tiendas de servicios y servicios diversos	Baños	100 luxes
Baños públicos	Sanitarios	75 luxes
Gimnasios y adiestramiento físico	En general	250 luxes
SERVICIOS		
Administración		
Bancos, casas de bolsa y casas de cambio	Áreas y locales de trabajo	250 luxes
	Circulaciones	100 luxes
Oficinas privadas y públicas	Cuando sea preciso apreciar detalles	100 luxes
	Cuando sea preciso apreciar detalles:	200 luxes
	Toscas o burdos	
	Medianos	300 luxes
	Muy finos	500 luxes
Hospitales y centros de salud		
Atención médica o dental a usuarios externos	Consultorios y salas de curación	300 luxes
	Salas de espera	125 luxes
Atención a usuarios internos	Circulaciones	100 luxes
	Salas de encamados	75 luxes
Servicios médicos de urgencia (públicos y privados)	Emergencia en consultorios y salas de curación	

		300 luxes
Asistencia social		
Residencias colectivas	Circulaciones horizontales y verticales	50 luxes
Asistencia animal		
Centros antirrábicos, clínicas y hospitales veterinarios	Salas de curación	300 luxes
Educación e instituciones científicas		
Atención y educación preescolar	Aulas	250 luxes
Educación formal básica y media	Aulas y laboratorios	300 luxes
	Circulaciones	100 luxes
Educación formal media-superior y superior, y educación informal	Aulas y laboratorios	300 luxes
	Circulaciones	100 luxes
Institutos de investigación	Aulas y cubículos	250 luxes
Exhibiciones		
Galerías de arte, museos, centros de exposiciones	Salas de exposición	250 luxes
	Vestíbulos	150 luxes
	Circulaciones	100 luxes
Centros de información	Salas de lectura	250 luxes
REQUISITOS MÍNIMOS DE ILUMINACIÓN ARTIFICIAL		
TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	NIVEL DE ILUMINACIÓN
Instituciones religiosas		
Lugares de culto, (templos, iglesias y sinagogas)	Áreas de reunión	100 luxes
Alimentos y bebidas		
Servicios de alimentos y bebidas con o sin esparcimiento	En general	250 luxes
	Restaurantes	50 luxes
	Centros Nocturnos	30 luxes
	Cocinas	200 luxes
Entretenimiento y Recreación social		
Espectáculos y reuniones	Salas durante la función	1 lux

	Iluminación de emergencia	25 luxes
	Salas durante los intermedios	50 luxes
	Vestíbulos	150 luxes
	Circulaciones	100 luxes
	Emergencia en circulaciones y sanitarios	30 luxes
Deportes y recreación		
Prácticas y/o espectáculos deportivos	Circulaciones	100 luxes
Alojamiento		
Hoteles y moteles	Habitaciones	75 luxes
Casas de huéspedes	Circulaciones	100 luxes
Albergues turísticos juveniles	Vestíbulos	150 luxes
	Áreas y locales de trabajo	250 luxes
Campamentos para remolques y campismo	Estacionamiento de vehículos	30 luxes
	Circulaciones	75 luxes
Policía y bomberos		
Centrales de policía, estaciones de bomberos y cuarteles	Áreas y locales de trabajo	250 luxes
Funerarios		
Agencias funerarias	Velatorios	125 luxes
Transportes		
Estacionamientos privados y públicos, incluyendo encierros de vehículos	Entrada y salida	300 luxes
	Espacio de circulación, pasillos, rampas y zonas peatonales	100 luxes
	Espacios para estacionamientos (cajones)	50 luxes
	Caseta de control	200 luxes
	Zona de espera	50 luxes
	Pasillos y cajones	50 luxes
Servicios de mudanzas	En general	250 luxes
INDUSTRIA		

Para todo tipo de industria	Áreas de trabajo en que no sea preciso apreciar detalles.	100 luxes
	Áreas de trabajo en que sea preciso apreciar detalles: toscos o burdos	200 luxes
	medianos	300 luxes
	muy finos	500 luxes
	Área de almacenamiento	50 luxes
	Circulaciones	100 luxes
	Comedores	150 luxes
Comunicaciones		
Servicio al público de correos y telégrafos, mensajería y paquetería.	En general	250 luxes

REQUISITOS MÍNIMOS DE ILUMINACIÓN ARTIFICIAL		
TIPO DE EDIFICACIÓN	LOCAL	NIVEL DE ILUMINACIÓN
INFRAESTRUCTURA		
Infraestructura		De acuerdo a los locales de que se trate
ESPACIOS ABIERTOS		
Plazas y explanadas	Circulaciones	75 luxes
Parques y jardines	Estacionamientos	30 luxes

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.5

- I. El nivel de iluminación artificial para circulaciones verticales y horizontales, así como elevadores en todas las edificaciones, excepto en la de la habitación será de 100 luxes;

- II. El porcentaje de iluminación de emergencia debe realizarse conforme a la Tabla 3.7, y
- III. El Perito de Obra debe cumplir, en su caso, con lo dispuesto en las siguientes Normas Oficiales Mexicanas:
 NOM-001-SEDE-2012, "Instalaciones eléctricas (utilización)";
 NOM-007-ENER-2014, "Eficiencia energética para sistemas de alumbrado en edificios no residenciales";
 NOM-013-ENER-2013, "Eficiencia energética en sistemas de alumbrado para vialidades y exteriores de edificios"; y
 NOM-025-STPS-2008, "Condiciones de iluminación en los centros de trabajo".

3.4.4 VENTILACIÓN ARTIFICIAL.

Los locales de trabajo, reunión o servicio en todo tipo de edificación tendrán ventilación natural con las mismas características que lo dispuesto en 3.4.2, o bien, se ventilarán con medios artificiales que garanticen durante los periodos de uso los cambios indicados en la Tabla 3.6.

TABLA 3.6

LOCAL	CAMBIOS POR HORA
Vestíbulos, locales de trabajo, reunión en general, sanitarios de uso público y baños domésticos	6
Baños públicos, cafeterías, restaurantes, cines, auditorios y estacionamientos	10
Cocinas en comercios de alimentos	20
Centros nocturnos, bares y salones de fiesta	25

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.6

- I. En los locales en que se instale un sistema de aire acondicionado que requiera condiciones herméticas, se instalarán ventilas de emergencia hacia el exterior con un área mínima del 10% de lo dispuesto en la fracción II del inciso 3.4.2.1;
- II. Las escaleras en cubos cerrados podrán estar ventiladas mediante ductos adosados a los paramentos verticales que la circundan, cuya área en planta debe responder a la siguiente función:

$$A = h \cdot s / 200$$

En donde: A= área en planta del ducto de ventilación en metros cuadrados
 h= altura del edificio, en metros lineales
 s= área en planta del cubo de la escalera, en metros cuadrados

- III. Las aberturas de los cubos de escaleras a estos ductos deben tener un área entre el 15% y el 8% de la planta del cubo de la escalera en cada nivel y estar equipadas con persianas de cierre hermético controladas por un fusible de calor; y,
- IV. En todos los casos, el cubo de la escalera no estará ventilado al exterior en su parte superior, para evitar que funcione como chimenea, la puerta para azotea debe contar con cierre automático, cerrar herméticamente y tener la siguiente leyenda "ESTA PUERTA DEBE PERMANECER CERRADA".

3.4.5 ILUMINACIÓN DE EMERGENCIA

Los locales indicados en la Tabla 3.7, deben tener iluminación de emergencia en los porcentajes mínimos que en ella se establecen.

TABLA 3.7

TIPOS DE EDIFICACIÓN	UBICACIÓN	ILUMINACIÓN DE EMERGENCIA (en por ciento)
COMERCIAL		
Comercios en general	Zonas de venta en tiendas de especialidades, autoservicio, departamentales y centros comerciales	10
SERVICIO		
Administración	Mayores a 80 m ² construidos	10
Hospitales y centros de salud		
Atención a usuarios internos.	Recepción, vestíbulos y salas de espera	30
	Locales comerciales (servicios)	50
	Salas de preparación operatoria, recuperación, curaciones y terapias	100
	Salas de operación y de expulsión, laboratorios y cuarto séptico	100
	Morgue	20
Atención médica o dental a usuarios externos	Servicios sanitarios	50
	Central de esterilización y equipos	20
	Urgencias	70
	Consultorios	50
	Elevadores	50
	Encamados.	30
Asistencia social		
Asilos, casas de cuna y asistencia	Vestíbulos, salas de espera, servicios sanitarios y pasillos	5
Asistencia animal		
Atención veterinaria	Bioterio	50
Educación e instituciones científicas		
Laboratorios en centros de educación e institutos de investigación, centros de información	Pasillos y bioterios	5
Exhibiciones		
Galerías de arte, museos y salas de exposición de más de 40 m ² construidos	Circulaciones y servicios	10
Zonas de galerías en edificaciones de deportes y recreación	Circulaciones y servicios	5
Centros de información	Bibliotecas	5
Instituciones religiosas		
Templos	Pasillos	5
Alimentos y bebidas		
(con o sin esparcimiento)	Zonas de comensales en locales de alimentos y bebidas con una superficie mayor a 40 m ² construidos	5

TABLA 3.7

TIPOS DE EDIFICACIÓN	UBICACIÓN	ILUMINACIÓN DE EMERGENCIA (en por ciento)
Entretenimiento y Recreación social		
Entretenimiento	Zona de público en auditorios, teatros, cines, salas de conciertos, cinetecas	5
Recreación social	Centros culturales, salones de fiestas	5
Deportes y recreación		
Prácticas y espectáculos deportivos	Circulaciones y servicios sanitarios	5
Alojamiento		
Hoteles y moteles	Circulaciones y servicios sanitarios	5
Policía, bomberos y reclusorios		
Centrales de policía, estaciones de bomberos y cuarteles	Circulaciones y servicios sanitarios	5
Funerarios, transportes y comunicaciones		
Atención al público	Circulaciones y servicios sanitarios	10
INDUSTRIA		
Para todo tipo de industria	Zonas de trabajo y servicios sanitarios	5

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 3.7

- I. El proyecto debe prever que estas áreas correspondan a las zonas prioritarias que permitan el desalojo normal en condiciones de seguridad;
- II. Cuando no exista una planta de emergencia propia, se deben instalar sistemas automáticos e independientes que permitan el funcionamiento y la iluminación de las áreas prioritarias; y
- III. En todos los géneros de edificios de más de 5 niveles, con excepción de las de uso habitacional, se debe alimentar con circuitos de emergencia al menos un 10% del total de la carga eléctrica de iluminación y fuerza que permita la operación de los vestíbulos, baños, circulaciones horizontales y verticales, incluyendo elevadores y áreas de resguardo.

3.5 EFICIENCIA ENERGÉTICA EN EDIFICACIONES

En las edificaciones, excepto las destinadas a vivienda, para optimizar el diseño térmico y lograr la comodidad de sus ocupantes con el mínimo consumo de energía, se debe considerar lo dispuesto en la Norma Oficial Mexicana NOM-008-ENER-2001 "Eficiencia energética en edificios, envolvente de edificios no residenciales".

3.6 LOCALES PARA SERVICIO MÉDICO

Las siguientes edificaciones deben contar con local de servicio médico con un sanitario con lavabo y excusado y la cantidad de mesas de exploración señaladas en la Tabla 3.8.

TABLA 3.8

TIPO DE EDIFICACIÓN	NÚMERO MÍNIMO DE MESAS DE EXPLORACIÓN.
---------------------	--

Educación elemental, centros culturales de más de 500 ocupantes	Una por cada 500 alumnos o fracción, a partir de 501
Deportes y recreación de más de 10,000 concurrentes (excepto centros deportivos)	Una por cada 10,000 concurrentes
Centros deportivos de más de 1,000 concurrentes	Una por cada 1,000 concurrentes
Centros comerciales de más de 1,000 concurrentes	Una por cada 1,000 concurrentes
De alojamiento de 100 cuartos o más	Una por cada 100 cuartos o fracción, a partir de 101
Industrias de más de 50 trabajadores	Una por cada 100 trabajadores o fracción, a partir de 51

CAPÍTULO 4

COMUNICACIÓN, EVACUACIÓN Y PREVENCIÓN DE EMERGENCIAS

4.1 ELEMENTOS DE COMUNICACIÓN Y CIRCULACIONES

En el diseño y en la construcción de los elementos de comunicación se debe cumplir con las disposiciones que se establecen en este capítulo, y en su caso, con lo dispuesto en las Normas Oficiales Mexicanas: **NOM-026-STPS-2008**, “Colores y señales de seguridad e higiene, e identificación de riesgos por fluidos conducidos en tuberías” y NOM-001-SSA2-1993 “Que establece los requisitos arquitectónicos para facilitar el acceso, tránsito y permanencia de las personas con discapacidad a los establecimientos de atención médica del Sistema Nacional de Salud”.

Adicionalmente a lo dispuesto en este subcapítulo, se debe observar lo establecido en 4.2 (Rutas de evacuación y salidas de emergencia).

4.1.1 PUERTAS

Las puertas de acceso, intercomunicación y salida deben tener una altura mínima de 2.10 m y una anchura libre que cumpla con la medida de 0.60 m por cada 100 usuarios o fracción, pero sin reducir las dimensiones mínimas que se indica en la Tabla 4.1 para cada tipo de edificación.

TABLA 4.1

TIPO DE EDIFICACIÓN	TIPO DE PUERTA	ANCHO MÍNIMO (en metros)
HABITACIONAL		
Vivienda unifamiliar y plurifamiliar	Acceso principal	1.00
	Locales habitables	0.90
	Cocinas y baños	0.75
COMERCIAL		
Almacenamiento y abasto		
Mercados públicos	Acceso principal	1.50
Tiendas de productos básicos y Especialidades	Acceso principal	1.20
Tiendas de autoservicio	Acceso principal	1.50
Tiendas de departamentos y centros comerciales	Acceso principal	2.20
Agencias y talleres de reparación y mantenimiento	Acceso principal de vehículos	2.50
	Acceso principal peatonal	1.20

Tiendas de servicios	Acceso principal	1.20
SERVICIOS		
Administración		
Bancos, casas de bolsa y de cambio	Acceso principal	1.20
Oficinas privadas y públicas	Acceso principal	0.90
Servicios diversos	Acceso principal	0.90
Hospitales y centros de salud		
Atención médica o dental a usuarios externos	Acceso principal	1.20
	Consultorios	0.90
Atención a usuarios internos	Acceso principal	1.20
	Cuarto de encamados	0.90
	Sala de operaciones	1.20
Servicios médicos de urgencia (público y privados)	Acceso principal	1.50
Asistencia social		
Residencias colectivas	Acceso principal	1.20

TABLA 4.1 (continúa)

	Dormitorios, cocinas y baños	0.90
Asistencia animal	Acceso principal	1.20
Educación e instituciones científicas		
De todo tipo	Acceso principal	1.20
	Aulas	0.90
Exhibiciones		
Exhibiciones (museos, galerías, etc.)	Acceso principal	1.20
Centros de información	Acceso principal	1.20
Instituciones religiosas		
Lugares de culto, templos y sinagogas	Acceso principal	1.20
Alimentos y bebidas		
De todo tipo	Acceso principal	1.20
	Cocina y sanitarios	0.90
Entretenimiento y Recreación social		
De todo tipo	Acceso principal y entre vestíbulo y sala	1.20
	Sanitarios	0.90
Deportes y recreación		
Prácticas y espectáculos deportivos	Acceso principal	1.20
Alojamiento		
Hoteles, moteles, albergues turísticos juveniles	Acceso principal	1.20
	Cuartos para alojamiento	0.90
Casas de huéspedes	Acceso principal	0.90
Policía y bomberos		
Estaciones, garitas, oficinas ministeriales y juzgados	Acceso principal	1.20
Reclusorios	Celdas	0.90
Emergencias	Acceso principal	1.20
Funerarios		
Agencias funerarias, mausoleos y crematorios	Acceso principal	1.20
	Paso de féretros	1.10

Transportes y comunicaciones		
Estacionamientos privados y públicos, incluyendo encierros de vehículos	Acceso peatonal	0.90
	Acceso de vehículos	2.50
Terminales de autobuses foráneos	Acceso principal	1.20
Estaciones del Sistema de Transporte Colectivo	Acceso principal	2.40
Terminales ferroviarias	Acceso principal	1.20
Aeropuertos	Acceso principal	2.40
Helipuertos	Acceso principal	1.20
INDUSTRIA		
Para todo tipo de industria	Acceso principal peatonal	1.20

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 4.1

- I. En el acceso a cualquier edificio o instalación, exceptuando las destinadas a vivienda, se debe contar con un espacio al mismo nivel entre el exterior y el interior de al menos 1.50 m de largo frente a las puertas para permitir la aproximación y maniobra de las personas con discapacidad;
- II. Las manijas de puertas destinadas a las personas con discapacidad serán de tipo palanca o de apertura automática;
- III. Cuando se utilicen puertas giratorias o de torniquete, el vestíbulo debe contar una puerta convencional al lado destinada a las personas con discapacidad;
- IV. Para el cálculo del ancho mínimo del acceso principal podrá considerarse solamente la población del piso o nivel de la edificación con mayor número de ocupantes sin perjuicio de que se cumpla con los valores mínimos indicados en la tabla;
- V. Las puertas de vidrio deben contar con vidrio de seguridad templado que cumplan con la Norma Oficial Mexicana NOM-146-SCFI-2016 o contar con vidrios o cristales alambrados; y
- VI. Las puertas de vidrio o cristal en cualquier edificación deben contar con protecciones o estar señalizadas con elementos que impidan el choque del público contra ellas.

4.1.2 PASILLOS

Las dimensiones mínimas de las circulaciones horizontales de las edificaciones, no serán inferiores a las establecidas en la Tabla 4.2.

TABLA 4.2

TIPO DE EDIFICACIÓN	CIRCULACIÓN HORIZONTAL	Ancho (en metros)	Altura (en metros)
HABITACIONAL			

Vivienda unifamiliar y plurifamiliar	Pasillos	0.90	2.30
	Comunes a dos o más viviendas	1.20	2.30
Residencias colectivas	Pasillos comunes a dos o más cuartos	0.90	2.30
COMERCIAL			
Abasto y almacenamiento			
Mercados, tiendas de productos básicos y de autoservicio, tiendas departamentales y centros comerciales	Pasillos en áreas de venta	1.20	2.30
Agencias y talleres de reparación	Pasillo principal	1.20	2.30
Ventas a cubierto	Circulación de vehículos	3.00	2.50
SERVICIOS			
Administración			
Bancos, oficinas, casas de bolsa y casas de cambio	Circulación principal	1.20	2.30
	Circulación secundaria	0.90	2.30
Hospitales y centros de salud			
Atención médica a usuarios externos	Circulación en área de pacientes	1.80	2.30
Atención a usuarios internos	Circulaciones por las que circulen camillas	1.80	2.30
Servicios médicos de urgencias	Circulaciones por las que circulen camillas	1.80	2.30
Asistencia animal			
Áreas de trabajo	Áreas de trabajo	PO	PO
Educación e instituciones científicas			
De todo tipo	Corredores o pasillos comunes a dos o más aulas o salones	1.20	2.30
Exhibiciones			
Museos, galerías de arte, etc.	En áreas de exhibición	1.20	2.30

TABLA 4.2 (Continúa)

Centros de información			
Bibliotecas	Pasillos	1.20	2.30
Instituciones religiosas			
Lugares de culto Templos, iglesias y sinagogas	Pasillos centrales y laterales	1.20	2.50
Alimentos y bebidas			
Cafés, restaurantes, bares, etc.	Circulaciones de servicio y autoservicio.	1.20	2.30
Entretenimiento y Deportes			
Espectáculos y reuniones	Pasillos laterales entre butacas o asientos	0.90	2.30
	Pasillos entre butacas o asientos y	0.90	2.30
	Respaldos de la butaca o asiento de adelante (ver 4.1.2.)	0.40	PO
	Túneles	1.80	2.30
Recreación social			
Centros comunitarios, sociales, culturales, salones de fiestas, etc.	Pasillos principales	1.20	2.40
Alojamiento			
Hoteles y moteles	Pasillos comunes a dos o más cuartos	1.20	2.30
Casas de huéspedes	Pasillos comunes a dos o más cuartos	0.90	2.30
Albergues turísticos juveniles	Pasillos comunes a dos o más cuartos	1.20	2.30
Policía y bomberos			
Policía y bomberos	Pasillos principales	1.20	2.30
Reclusorios			
Centros de readaptación social, de integración	Circulaciones para interiores	1.20	2.40

familiar y reformatorios			
Funerarios			
Agencias funerarias, cementerios, crematorios y mausoleos	Pasillos en donde circulen personas	1.20	2.30
	Pasillos en donde circulen féretros	1.80	2.30
Transportes y comunicaciones			
Estacionamientos privados y públicos, incluyendo encierros de vehículos	Ver 1.2.1 relativo a estacionamientos		

CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 4.2

- I. En edificios para uso público, cuando en la planta baja se tengan diferentes niveles se deben dejar rampas para permitir el tránsito de personas con discapacidad en áreas de atención al público. Esta condición debe respetarse en todos los niveles de los edificios para la salud, tiendas departamentales, tiendas de autoservicio, centros comerciales y en edificios públicos;
- II. En auditorios, teatros, cines, salas de concierto y teatros al aire libre, deben destinarse dos espacios por cada cien asistentes o fracción, a partir de sesenta, para uso exclusivo de personas con discapacidad; cada espacio tendrá 1.25 m de fondo y 0.80 m de frente, quedará libre de butacas fijas, el piso debe ser horizontal, antiderrapante, no invadir las circulaciones y estar cerca de los accesos o de las salidas de emergencia;
- III. En edificios públicos los pisos de los pasillos deben ser de materiales antiderrapantes, deben contar con rampas y no tener escalones; se utilizarán tiras táctiles o cambios de textura para orientación de invidentes y tendrán un ancho mínimo de 1.20 m;
- IV. Los pasillos deben estar libres de cualquier obstáculo;
- V. Las circulaciones peatonales en espacios exteriores tendrán un ancho mínimo de 1.20 m, los pavimentos serán firmes y antiderrapantes, con cambios de textura en cruces o descansos para orientación de invidentes;
- VI. Las circulaciones horizontales mínimas, interiores o exteriores, se incrementarán 0.60 m en su anchura por cada 100 usuarios adicionales o fracción;
- VII. El ancho de las circulaciones horizontales no debe disminuirse en ningún punto;
- VIII. En las edificaciones de entretenimiento se debe cumplir las siguientes disposiciones:
 - a) Las filas podrán tener un máximo de 24 butacas cuando desemboquen a dos pasillos laterales y de 12 cuando desemboquen a uno solo; en todos los casos las butacas tendrán una anchura mínima de 0.50 m;
 - b) Las butacas deben estar fijas al piso, se pueden exceptuar las que se encuentren en palcos y plateas; y
 - c) Los asientos de las butacas serán plegadizos, a menos que el pasillo sea cuando menos de 0.75 m;

- IX. Las gradas en las edificaciones para deportes y teatros al aire libre deben cumplir con las siguientes disposiciones:
- El peralte máximo será de 0.45 m y la profundidad mínima de 0.70 m, excepto cuando se instalen butacas sobre las gradas, en cuyo caso se ajustará a lo dispuesto en las fracciones que anteceden;
 - Debe existir una escalera con anchura mínima de 0.90 m por cada 9.00 m de desarrollo horizontal de gradería, como máximo; y
 - Cada 10 filas habrá pasillos paralelos a las gradas, con anchura mínima igual a la suma de las anchuras reglamentarias de las escaleras que desemboquen a ellas entre dos puertas o salidas contiguas.

4.1.3 ESCALERAS

Las dimensiones mínimas de las escaleras se establecen en la Tabla 4.3.

TABLA 4.3

TIPO DE EDIFICIACIÓN	TIPO DE ESCALERA	Ancho mínimo (en metros)
HABITACIONAL		
Vivienda unifamiliar y plurifamiliar Residencias colectivas	Privada o interior con muro en un solo costado	0.90
	Privada o interior confinado entre dos muros.	0.90
	Común a dos o más viviendas	1.00
COMERCIAL		
Almacenamiento y abasto		
Mercados públicos	Hacia tapanco o similar	0.60
Tiendas de productos básicos	Para público	1.20

TABLA 4.3 (continúa)

TIPO DE EDIFICIACIÓN	TIPO DE ESCALERA	Ancho mínimo (en metros)
Tiendas de especialidades. Tiendas de autoservicio Tiendas de departamentos y centros comerciales y de servicios	Para público (hasta 250 m ²)	1.20
	Para público (más de 250 m ²)	1.80
Agencias y talleres de reparación de vehículos Venta de combustibles y explosivos	Para público	1.20
SERVICIOS		
Administración		
Bancos, casas de bolsa y casas de cambio	Para público	1.80
Oficinas privadas y Públicas	Para público hasta 5 niveles	1.20
	Para público más de 5 niveles	1.80
Tiendas de servicios y Baños públicos	Para público	1.20
Hospitales y centros de salud		
Atención médica o dental a usuarios externos	Para público	1.20
Atención a pacientes internos	En las que se pueden transportar camillas	1.20
	En descansos, en donde gire la camilla	1.80

Servicios médicos de urgencia (públicos y privados)	En descansos, en donde gire la camilla	1.80
Asistencia animal		
	Áreas de trabajo	0.90
Educación, Exhibiciones y centros de información		
	En zona de aulas y salones	1.80
	Pasillos interiores	1.20
Atención y educación preescolar. Educación formal básica y media. Educación formal, media superior y superior, y educación informal. Institutos de investigación Museos y exhibiciones Centros de información	Para público	1.20
Instituciones religiosas, Alimentos y bebidas, Entretenimiento, Recreación social y Deportes	Para público	1.20
Alojamiento		
Hoteles y moteles	Para público en zona de habitaciones	1.20
Casas de huéspedes		
Albergues turísticos juveniles	Para público	0.90
Policía y bomberos		
	Para uso de internos	1.20
Funerarios		
Agencias funerarias	En donde se puedan transportar féretros	1.20
Cementerios		
Crematorios y Mausoleos	Los descansos en donde gire el féretro	1.80
Transportes y comunicaciones		
Estacionamientos privados y públicos, incluyendo encierros de vehículos	Para público	1.20

TABLA 4.3 (continúa)

TIPO DE EDIFICIACIÓN	TIPO DE ESCALERA	Ancho mínimo (en metros)
Sitios, paraderos y estaciones de transferencia de autobuses urbanos y suburbanos, microbuses, trolebuses y tranvías Terminales de autobuses foráneos Estaciones del Sistema de Transporte colectivo Terminales Ferroviarias	Para público	1.50
Embarcaderos Aeropuertos y helipuertos Comunicaciones	Para público	1.20
INDUSTRIAL		
Para todo tipo de industria	Para público	0.90
INFRAESTRUCTURA		
Infraestructura	Para público	0.90
ESPACIOS ABIERTOS		

	Para público	1.20
--	--------------	------

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 4.3

- I. En las edificaciones de uso público en donde las escaleras constituyen el único medio de comunicación entre los pisos, deben estar adaptadas para su uso por personas con discapacidad y de la tercera edad. Para ello las escaleras deben cumplir al menos con las siguientes especificaciones: barandal con pasamanos en ambos lados, cambio de textura en piso en el arranque y a la llegada de la escalera, pisos firmes y antiderrapantes y contraste entre huellas y peraltes;
- II. Las escaleras y escalinatas en espacios contarán con un máximo de 15 peraltes entre descansos. Cualquier tipo de edificación a dos plantas podrá quedar exenta de esta consideración, para posibilitar otro tipo de diseño de circulación vertical, que no sea una escalera en "U"
- III. El ancho de los descansos debe ser igual o mayor a la anchura reglamentaria de la escalera;
- IV. La huella de los escalones tendrá un ancho mínimo de 0.25 m; la huella se medirá entre las proyecciones verticales de dos narices contiguas;
- V. El peralte de los escalones tendrá un máximo de 0.18 m y un mínimo de 0.10 m excepto en escaleras de servicio de uso limitado, en cuyo caso el peralte podrá ser hasta de 0.20 m;
- VI. Las medidas de los escalones deben cumplir con la siguiente relación: "dos peraltes más una huella sumarán cuando menos 0.61 m, pero no más de 0.65 m";
- VII. En cada tramo de escaleras, la huella y peraltes conservarán siempre las mismas dimensiones;
- VIII. Todas las escaleras deben contar con barandales en por lo menos en uno de los lados, a una altura de 0.90 m medidos a partir de la nariz del escalón y diseñados de manera que impidan el paso de niños a través de ellos, sin menoscabo de lo establecido en la fracción I;
- IX. Las escaleras ubicadas en cubos cerrados en edificaciones de cinco niveles o más tendrán puertas hacia los vestíbulos en cada nivel, con las dimensiones y demás requisitos que se establecen en el punto 4.1.1 relativo a puertas de estas Normas;
- X. Las escaleras de caracol se permitirán solamente para comunicar locales de servicio y deben tener un diámetro mínimo de 1.20 m. Se permitirán escaleras de caracol en el interior de viviendas, siempre y cuando tengan un diámetro mínimo de 1.80 m; y
- XI. Las escaleras de tramos de trazo curvo o compensadas deben tener una huella mínima de 0.25 m medida a 0.40 m del barandal del lado interior con un peralte de los escalones de un máximo de 0.18 m y una anchura mínima de la escalera de 0.90 m.

4.1.3.1 ESCALERAS INDUSTRIALES

En instalaciones industriales y en bodegas se permite el uso de escaleras para uso interno con peraltes hasta de 0.30 m, huellas de 0.25 m como mínimo y con acabado antiderrapante.

4.1.3.2 ESCALAS

En instalaciones industriales o de servicio, se permite el uso de escalas exclusivamente para mantenimiento con peralte máximo de 0.30 m, huella no menor de 0.12 m y una longitud máxima de 3.00 m; siempre estarán dotadas de barandales a ambos lados. Cuando la longitud sea mayor de 3.00 m se colocarán protecciones para el usuario de forma circular y rigidizadas verticalmente entre sí a toda su longitud a partir de una altura de 2.20 m.

4.1.3.3 ESCALERAS MARINAS

La escalera marina será vertical con peralte máximo de 0.30 m, permitiéndose la huella sin el acabado antiderrapante. Cuando la longitud sea mayor de 3.00 m se colocarán protecciones para el usuario de forma circular y rigidizadas verticalmente entre sí a toda su longitud a partir de una altura de 2.20 m.

4.1.4 RAMPAS PEATONALES

Las rampas peatonales que se proyecten en las edificaciones deben cumplir con las siguientes condiciones de diseño:

- I. Deben tener una pendiente máxima de 8% con las anchuras mínimas y las características que se establecen para las escaleras en el inciso 4.1.3; la anchura mínima en edificios para uso público no podrá ser inferior a 1.20 m;
- II. Se debe contar con un cambio de textura al principio y al final de la rampa como señalización para invidentes; en este espacio no se colocará ningún elemento que obstaculice su uso;
- III. Siempre que exista una diferencia de nivel entre la calle y la entrada principal en edificaciones públicas, debe existir una rampa debidamente señalizada;
- IV. Las rampas con longitud mayor de 1.20 m en edificaciones públicas, deben contar con un borde lateral de 0.05 m de altura, así como pasamanos en cada uno de sus lados, debe haber uno a una altura de 0.90 m y otro a una altura de 0.75 m;
- V. La longitud máxima de una rampa entre descansos será de 6.00 m;
- VI. El ancho de los descansos debe ser cuando menos igual a la anchura reglamentaria de la rampa;
- VII. Las rampas de acceso a edificaciones contarán con un espacio horizontal al principio y al final del recorrido de cuando menos el ancho de la rampa; y
- VIII. Los materiales utilizados para su construcción deben ser antiderrapantes.

4.1.5 ELEVADORES

En el diseño y construcción de elevadores, escaleras eléctricas y bandas transportadoras se debe cumplir con lo dispuesto en la Norma Oficial Mexicana NOM-053-SCFI "Elevadores eléctricos de tracción para pasajeros y carga, especificaciones de seguridad y métodos de prueba" y con lo establecido en el Artículo 620 "ascensores, montacargas, escaleras eléctricas y pasillos móviles, escaleras y elevadores para sillas de ruedas" de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEDE "Instalaciones eléctricas (utilización)".

4.1.5.1 ELEVADORES PARA PASAJEROS

Las edificaciones deberán contar con un elevador o sistema de elevadores para pasajeros que tengan una altura o profundidad vertical mayor a 13.00 m desde el nivel de acceso de la edificación, o más de cuatro niveles, además de la planta baja. Quedan exentas las edificaciones plurifamiliares con un altura o profundidad vertical no mayor de 15.00 m desde el nivel de acceso o hasta cinco niveles, además de la planta baja, siempre y cuando la superficie de cada vivienda sea, como máximo 65 m² sin contar indivisos. Adicionalmente, deberán cumplir con las siguientes condiciones de diseño:

- I. Los edificios de uso público que requieran de la instalación de elevadores para pasajeros, tendrán al menos un elevador con capacidad para transportar simultáneamente a una persona en silla de ruedas y a otra de pie;
- II. En edificios de uso público que por su altura no es obligatoria la instalación de elevadores para pasajeros, se debe prever la posibilidad de instalar un elevador para comunicar a los niveles de uso público;
- III. Para unidades hospitalarias, clínicas y edificaciones de asistencia social de más de un nivel con servicio de encamados en los niveles superiores se requerirán elevadores cuya cabina permita transportar una camilla y el personal que la acompaña con una dimensión de frente de 1.50 m y fondo de 2.30 m;
- IV. La capacidad de transporte del elevador o sistema de elevadores, será cuando menos la que permita desalojar 10% de la población total del edificio en 5 minutos; se debe indicar claramente en el interior de la cabina la capacidad máxima de carga útil, expresada en kilogramos y en número de personas, calculadas en 70 kilos cada una;
- V. Los cables y elementos mecánicos deben tener una resistencia igual o mayor al doble de la carga útil de operación;
- VI. Los elevadores contarán con elementos de seguridad para proporcionar protección al transporte de pasajeros;
- VII. Para el cálculo de elevadores se considerará la mayor afluencia de personas en planta baja, y se tendrá un vestíbulo al frente cuyas dimensiones dependerán de la capacidad del elevador y del número de cabinas, considerando 0.32 m² por persona;
- VIII. No deben colocarse escalones anteriores a las puertas de acceso; y
- IX. El intervalo máximo de espera será de 80 segundos sin menoscabo de lo que se indica en la Tabla 4.4

TABLA 4.4

TIPO DE EDIFICACIÓN	TIEMPO DE ESPERA MÁXIMO (en segundos)
HABITACIONAL	
Cualquier edificación	60
SERVICIOS	
Servicios administrativos y financieros	

TABLA 4.4 (continúa)

TIPO DE EDIFICACIÓN	TIEMPO DE ESPERA MÁXIMO (en segundos)
Oficinas privadas	35
Oficinas públicas	45
Servicios de salud y asistencia	
Elevadores para público	45
Elevadores para pacientes	30
SERVICIOS TURÍSTICOS	
Hoteles	50
Comunicaciones y transportes	
Edificios para estacionamiento	60

4.1.5.2 ELEVADORES PARA CARGA.

Los elevadores de carga en edificaciones de comercio deben calcularse considerando una capacidad mínima de carga útil de 250.00 kg por cada metro cuadrado de área neta de la plataforma de carga. Los monta-automóviles o eleva-autos en estacionamientos deben calcularse con una capacidad mínima de carga útil de 200.00 kg por cada metro cuadrado de área neta de la plataforma de carga. Estos elevadores contarán con elementos de seguridad para proporcionar protección al transporte de pasajeros y carga; adicionalmente se debe cumplir con las siguientes condiciones complementarias:

- I. Para elevadores de carga en otras edificaciones, se deben considerar la máxima carga de trabajo multiplicada por un factor de seguridad de 1.5 cuando menos; y
- II. No se deben colocar escalones anteriores a las puertas de acceso.

4.1.6 ESCALERAS ELÉCTRICAS.

Las escaleras eléctricas para transporte de personas tendrán una inclinación máxima de treinta grados y una velocidad máxima de 0.60 m/seg.

4.1.7 BANDAS TRANSPORTADORAS PARA PERSONAS.

Las bandas transportadoras para personas tendrán un ancho mínimo de 0.60 m y máximo de 1.20 m, una pendiente máxima de 15° y una velocidad máxima de 0.70 m/seg.

4.2 RUTAS DE EVACUACIÓN Y SALIDAS DE EMERGENCIA

Las características arquitectónicas de las edificaciones deben cumplir con lo establecido para rutas de evacuación y para confinación del fuego, así como cumplir con las características complementarias y disposiciones que se describen a continuación:

Para el cumplimiento de lo establecido en los artículos del Reglamento en lo relativo a rutas de evacuación y salidas de emergencia, se observarán las disposiciones contenidas en este apartado. El Perito Responsable de Obra, en la Memoria Descriptiva, debe fundamentar sobre la base de estas disposiciones las soluciones adoptadas y vigilar su correcta aplicación al proyecto y a la obra.

4.2.1 RUTAS DE EVACUACIÓN

Todas las edificaciones clasificadas como de riesgo medio o alto deben garantizar que el tiempo total de desalojo de todos de sus ocupantes no exceda de 10 minutos, desde el inicio de una emergencia por fuego, sismo o pánico y hasta que el último ocupante del local ubicado en la situación más desfavorable abandone el edificio en emergencia. En su caso podrá contar con áreas de resguardo según se establece en 4.4.4.

La velocidad, para fines de diseño para un desalojo en condiciones de emergencia, se considera de 2.5 m/seg, considerando como máximo, el paso de una persona por segundo por cada 0.60 m de ancho de la puerta más angosta, circulación horizontal o circulación vertical.

Además de lo indicado en el Título Sexto del Reglamento de Ordenamiento Territorial del Municipio de Celaya, Guanajuato, en las rutas de evacuación se observarán las siguientes disposiciones:

- I. Los elevadores y las escaleras eléctricas no deben ser considerados parte de una ruta de evacuación. Los elevadores para público en todas las edificaciones, sin importar el grado de riesgo, deben contar con letreros visibles desde el vestíbulo de acceso al elevador, con la leyenda: "EN CASO DE SISMO O INCENDIO, NO UTILICE EL ELEVADOR, EMPLEE LA ESCALERA". En edificios de servicio público esta leyenda debe estar escrita con sistema braille a una altura de 1.20 m sobre el nivel del piso;
- II. Se evitará que los tramos componentes de una ruta de evacuación, ya sea circulaciones horizontales o verticales, cuando están confinados o cuando tengan aberturas al exterior, funcionen como tiros de aire que provoquen la propagación del fuego. En casos especiales se permitirá la inyección inducida de aire en el sentido contrario al flujo del desalojo de personal que garantice la ventilación necesaria;

- III. Los acabados de los pisos de las rutas de evacuación serán de materiales incombustibles y antiderrapantes;
- IV. Los trayectos de las rutas de evacuación contarán con una señalización visible con letrero a cada 20 m o en cada cambio de dirección de la ruta con la leyenda escrita: "RUTA DE EVACUACION", acompañada de una flecha en el sentido de la circulación del desalojo. Estos letreros se ubicarán a una altura mínima de 2.20 m. El tamaño y estilo de los caracteres permitirán su lectura hasta una distancia de 20 m. En edificios de servicio público esta leyenda debe estar escrita con sistema braille a una altura de 1.20 m sobre el nivel del piso, en su caso, se debe cumplir según lo dispuesto en la NOM-003-SEGOB-2002;
- V. Cuando se trate de escaleras, el letrero "RUTA DE EVACUACION" se ubicará dentro del cubo en cada nivel de embarque. Adicionalmente, se añadirá esta otra leyenda: "ESTA USTED EN EL NIVEL . . ., FALTAN . . . NIVELES PARA LA SALIDA A LA VIA PUBLICA". En edificios de servicio público esta leyenda debe estar escrita con sistema braille a una altura de 1.20 m sobre el nivel del piso; y
- VI. Las puertas de los cubos de escaleras que forman parte de una ruta de evacuación, en cada nivel y en azoteas, deben contar con cerraduras de pánico y cierrapuertas, así como de letreros por el interior y el exterior con la leyenda escrita: "ESTA PUERTA DEBE PERMANECER CERRADA".

4.2.2 SALIDAS DE EMERGENCIA.

Además de lo establecido en el Título sexto del Reglamento de Ordenamiento Territorial para el Municipio de Celaya, Guanajuato, las salidas de emergencia observarán las siguientes disposiciones:

- I. Se prohíbe la instalación de cerraduras, candados o seguros en las puertas de emergencia, adicionales a las barras de seguridad de empuje simple;
- II. Deben contar con letreros, con la leyenda: "SALIDA DE EMERGENCIA". Estos letreros estarán a una altura mínima de 2.20 m o sobre el dintel de la puerta o fijada al techo en caso de que este no exista. El tamaño y estilo de los caracteres permitirán su lectura a una distancia de 20.00 m, en su caso, se debe cumplir según lo dispuesto en la NOM-003-SEGOB-2002;
- III. En edificaciones con grado de riesgo medio y alto y en el interior de salas de reunión o de espectáculo, las leyendas de "SALIDA DE EMERGENCIA" deben estar iluminadas permanentemente, conectadas al sistema de alumbrado de emergencia, o con fuente autónoma y sistema de baterías; y
- IV. En su caso, las puertas de vidrio que se utilicen en las salidas de emergencia deben contar con vidrio de seguridad templado que cumplan con la Norma Oficial Mexicana NOM-146-SCFI-2001.

4.3 VISIBILIDAD

Las condiciones mínimas de visibilidad se obtendrán mediante métodos matemáticos o de trazo gráfico a partir de las visuales entre los ojos del espectador, él o los puntos más desfavorables del área o plano observados y las cabezas de los espectadores o asistentes que se encuentren frente o al lado suyo, según sea el caso.

Para asegurar condiciones de igual visibilidad para un grupo de espectadores por encima de la cabeza de los demás, se determinará una curva conforme a cuyo trazo se escalonará el piso donde se encuentran los espectadores. La curva en cuestión se denominará Isóptica Vertical.

En edificaciones que alberguen filas o gradas de más de 20.00 m de ancho, se debe estudiar la correcta visibilidad de los espectadores en sentido horizontal por medio de la Isóptica Horizontal, previendo así los movimientos hacia delante de los espectadores situados a un lado del espectador, especialmente los ubicados en las primeras filas.

4.3.1 CÁLCULO DE LA ISÓPTICA

4.3.1.1 ISÓPTICA VERTICAL

El cálculo de la isóptica vertical define la curva ascendente que da origen al escalonamiento del piso entre las filas de espectadores para permitir condiciones aceptables de visibilidad. Dicha curva es el resultado de la unión de los puntos de ubicación de los ojos de los espectadores de las diferentes filas con el punto observado a partir de una constante k, que es la medida promedio que hay entre el nivel de los ojos y el de la parte superior de la cabeza del espectador. Esta constante tendrá una dimensión mínima de 0.12 m.

Para calcular el nivel de piso en cada fila de espectadores, se considerará que la distancia entre los ojos y el piso es de 1.10 m tratándose de espectadores sentados y de 1.55 m si se trata de espectadores de pie.

Para obtener la curva isóptica se deben considerar los siguientes datos:

- Ubicación del Punto Observado o Punto Base del trazo o cálculo de la isóptica.
- Las distancias en planta entre el Punto Observado y la primera fila de espectadores, así como las distancias entre las filas sucesivas.
- Las alturas de los ojos de los espectadores en cada fila con respecto al Punto Base del cálculo.
- Magnitud de la constante k empleada.

Para obtener el trazo de la isóptica por medios matemáticos, debe aplicarse la siguiente fórmula:

$$h' = (d' (h + k)) / d$$

En la cual: h' = a la altura del ojo de un espectador cualquiera.

d' = a la distancia del mismo espectador al Punto Base para el trazo.

h = a la altura de los ojos de los espectadores de la fila anterior a la que se calcula.

k = es una constante que representa la diferencia de nivel entre los ojos y la parte superior de la cabeza.

d = a la distancia desde el punto base para el trazo a los espectadores ubicados en la fila anterior a la que se calcula.

Para el cálculo de la isóptica podrá optarse también por un método de trazo gráfico siempre que se desarrolle en una escala adecuada que permita la obtención de datos confiables y que dé como resultado las condiciones óptimas de visibilidad.

Los niveles de piso correspondientes a cada fila de espectadores podrán redondearse al centímetro con el fin de facilitar la construcción del escalonamiento.

Los anuncios, monitores o letreros sobre las áreas de espectadores no deben obstruir la visibilidad de estos hacia el área del espectáculo.

Cuando el espectáculo se desarrolle sobre planos horizontales, debe preverse que el nivel de los ojos de los espectadores en el primer plano horizontal, no podrá ser inferior en ningún caso al del plano en que se desarrolle el evento; el trazo de la isóptica debe hacerse a partir del punto extremo del proescenio, cancha o estrado más cercano a los espectadores.

4.3.1.2 VISIBILIDAD MÍNIMA ACEPTABLE EN LOCALES CON PISO HORIZONTAL

En lugares con piso horizontal y capacidad mayor a 250 espectadores, ya sea a cubierto o al aire libre, la altura de la plataforma o plano donde se desarrolla el espectáculo, o bien, la correcta altura del objeto observado, deben determinarse mediante trazos desde la altura de los ojos de cada fila de espectadores hasta el punto más bajo observado; en la fila más alejada, el valor k no debe ser menor a 0.12 m.

En el caso de una sala de conferencias, la altura máxima permisible para ubicar el punto observado será el borde superior del atril del conferencista o de la mesa del presidium.

En los locales destinados a exhibiciones cinematográficas, el ángulo vertical formado por la visual del espectador y una línea normal a la pantalla en el centro de la misma, no debe exceder de 30° . El trazo de la isóptica debe hacerse a partir de la parte inferior de la pantalla.

En aulas de edificaciones de educación elemental y media, la distancia entre la última fila de bancas o mesas y el pizarrón no debe ser mayor de 12.00 m.

4.3.1.3 ISÓPTICA HORIZONTAL

En el caso de estadios o espectáculos deportivos, en los que las primeras filas de espectadores se ubiquen muy cerca de los objetos observados, o el ángulo de rotación de las visuales rebase los 90° , debe garantizarse la visibilidad hacia el espectáculo mediante el cálculo de la isóptica horizontal. Esta define la curvatura en planta que tendrá la primera fila de espectadores para permitir la adecuada visibilidad lateral. Si es necesario, se calcularán dos isópticas horizontales: una para el lado más largo de la cancha y otra para el lado más corto de la misma.

Los procedimientos de cálculo para la visibilidad horizontal son semejantes a los de la isóptica vertical, a excepción del valor de la constante k que en este caso debe tener una dimensión mínima de 0.15 m, equivalente al movimiento involuntario hacia el frente que un espectador en el centro de la primera fila tendría que hacer para observar uno de los extremos de la cancha o escenario.

El punto observado para el cálculo o trazo estará sobre la esquina más alejada del borde más próximo de la cancha a la primera fila. El trazo tendrá su origen en el centro de cada fila.

La curva en planta obtenida en el cálculo de la isóptica horizontal para las filas de espectadores podrá sustituirse para facilitar su construcción por el arco o los arcos de círculo que prácticamente coincida con la misma.

4.3.1.4 CONDICIONES COMPLEMENTARIAS

La documentación del proyecto incluirá planos y memoria de cálculo con el trazo de la o las isópticas suscrita por el Perito Responsable de Obra y, en su caso, el Corresponsable en Diseño Urbano y Arquitectónico.

FIGURA 4.1 TRAZO DE LA ISÓPTICA (Ilustrativa)

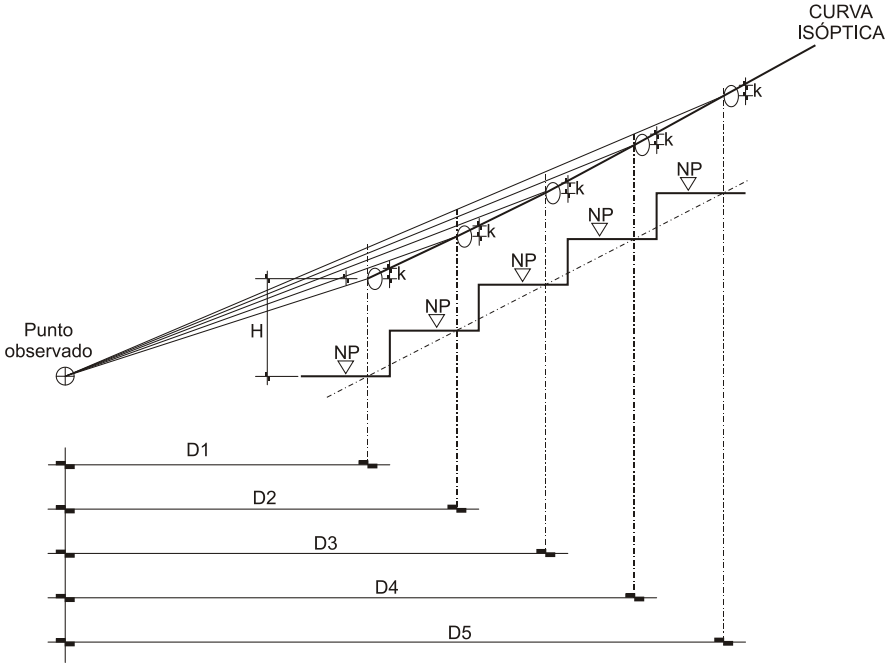


FIGURA 4.2 TRAZO DE LA ISÓPTICA EN PISO HORIZONTAL (Ilustrativa)

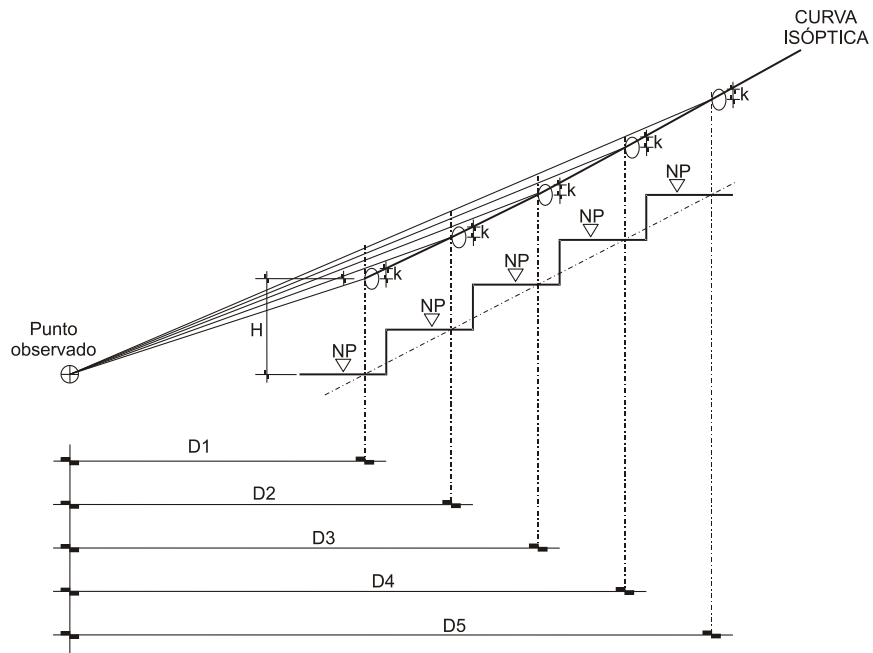


FIGURA 4.3 TRAZO DE ISÓPTICA HORIZONTAL (Ilustrativa)

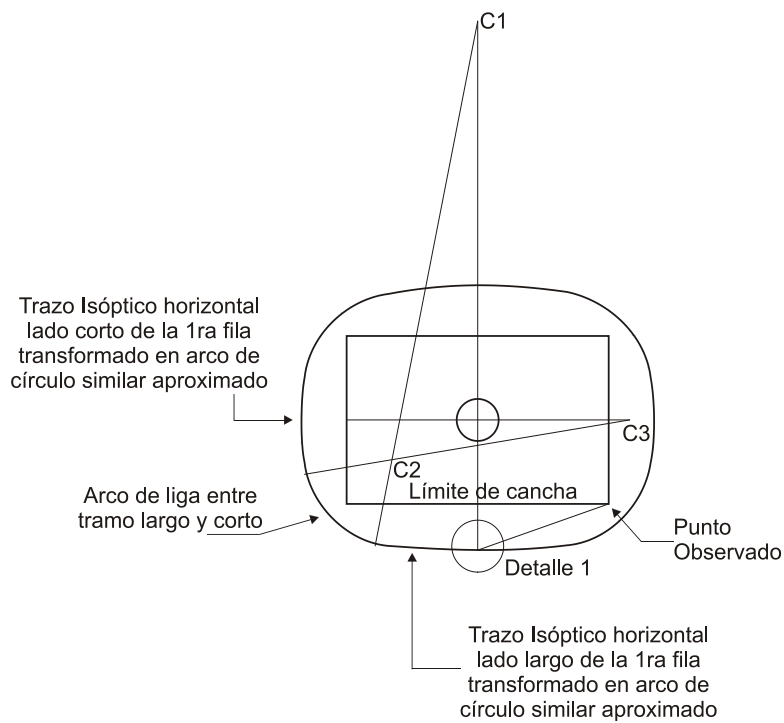
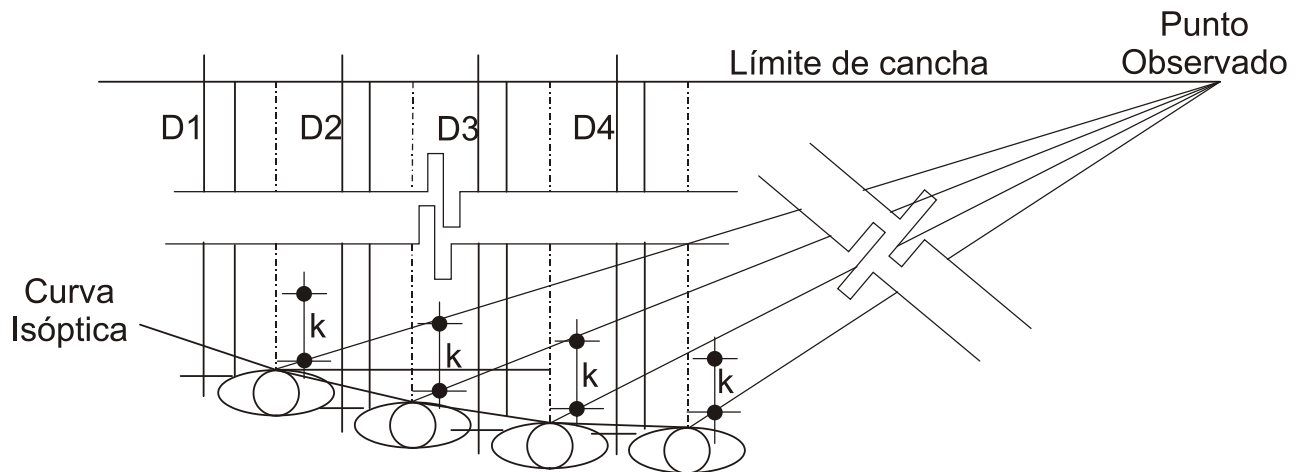


FIGURA 4.4 TRAZO DE ISÓPTICA HORIZONTAL (Ilustrativa)

DETALLE 1



4.4 CONTROL DE RUIDO Y AUDICIÓN

El Perito de Obra debe presentar una Memoria Descriptiva que incluya los estudios y análisis correspondientes que justifiquen las medidas que se adopten para garantizar el cumplimiento de las siguientes disposiciones:

- I. Los equipos de bombeo, de generación y de transformación eléctrica y la maquinaria en general, que produzcan una intensidad sonora mayor de 65 decibeles, medida a 0.50 m en el exterior del predio, deben estar aislados en locales acondicionados acústicamente, de manera que reduzcan la intensidad sonora a dicho valor;
- II. Los establecimientos de alimentos y bebidas y los centros de entretenimiento que produzcan una intensidad sonora mayor de 65 decibeles deben estar aislados acústicamente. El sistema constructivo y el aislamiento debe ser capaz de reducir la intensidad sonora, por los menos a dicho valor, medido a siete metros en cualquier dirección fuera de los linderos del predio del establecimiento, y
- III. En los locales destinados a auditorios, espectáculos, actos de culto y en general centros de reunión de más de 500 personas en las que la actividad fundamental sea auditiva, se presentará un estudio que indique las consideraciones de diseño que garanticen la condición de audición adecuada para todos los usuarios.

Así mismo se debe de considerar lo relativo a la norma NOM-011-STPS-2001 relativa a las condiciones de seguridad e higiene en los centros de trabajo donde se genere ruido.

4.5 PREVISIONES CONTRA INCENDIO

El Perito de Obra y los Responsables Solidarios de Instalaciones y de Diseño Urbano y Arquitectónico deben considerar lo establecido en esta Norma e incluir los criterios de diseño y las resistencias de los materiales en la Memoria Descriptiva, en su caso, lo dispuesto en las siguientes Normas Oficiales Mexicanas relativas a la seguridad, fabricación y selección de equipos para el combate de incendios:

NOM-002-STPS-2010 “Condiciones de seguridad – Prevención, protección y combate de incendios en los centros de trabajo”

NOM-005-STPS-1998 “Condiciones de seguridad e higiene en los centros de trabajo para el manejo, transporte y almacenamiento de sustancias químicas peligrosas”

NOM-026-STPS-2008 “Colores y señales de seguridad e higiene, e identificación de riesgos por fluidos conducidos en tuberías”

NOM-100-STPS-1994 “Seguridad - Extintores contra incendio a base de polvo químico seco con presión contenida - Especificaciones”

NOM-101-STPS-1994 “Seguridad - Extintores a base de espuma química”

NOM-102-STPS-1994 “Seguridad - Extintores contra incendio a base de bióxido de carbono-Parte 1: recipientes”

NOM-103-STPS-1994 “Seguridad - Extintores contra incendio a base de agua con presión contenida”

NOM-104-STPS-1994 “Seguridad- Extintores contra incendio a base de polvo químico seco tipo ABC, a base de fosfato mono amónico”

NOM-106-STPS-1994 “Seguridad - Agentes extinguidores - Polvo químico seco tipo BC, a base de bicarbonato de sodio”

4.5.1 GRADO DE RIESGO DE INCENDIO EN LAS EDIFICACIONES.

Con base en el Reglamento de Ordenamiento Territorial del Municipio de Celaya, Guanajuato, las edificaciones se clasifican en función al grado de riesgo de incendio, de acuerdo a sus dimensiones, uso y ocupación conforme lo que establecen las Tablas 4.5-A y 4.5-B.

TABLA No. 4.5-A

CONCEPTO	GRADO DE RIESGO PARA EDIFICACIONES NO HABITACIONALES		
	BAJO	MEDIO	ALTO
Altura de la edificación (en metros)	Hasta 25	No aplica	Mayor a 25
Número total de personas que ocupan el local incluyendo trabajadores y visitantes	Menor de 15	Entre 15 y 250	Mayor de 250
Superficie construida (en metros cuadrados)	Menor de 300	Entre 300 y 3000	Mayor de 3,000
Inventario de gases inflamables (en litros)	Menor de 500	Entre 500 y 3,000	Mayor de 3,000
Inventario de líquidos inflamables (en litros)	Menor de 250	Entre 250 y 1,000	Mayor de 1,000
Inventario de líquidos combustibles (en litros)	Menor de 500	Entre 500 y 2,000	Mayor de 2,000
Inventario de sólidos combustibles (en kilogramos)	Menor de 1,000	Entre 1,000 y 5,000	Mayor de 5,000

Inventario de materiales pirofóricos y explosivos	No existen	No existen	Cualquier cantidad
Edificaciones con uso exclusivo de vivienda	Hasta seis niveles	Mas de seis y hasta diez niveles	Mas de diez niveles
Usos mixtos	De acuerdo al riesgo del uso no habitacional		

4.5.1.1 INDICACIONES PARA LA DETERMINACIÓN DEL GRADO DE RIESGO:

- I. La clasificación para un inmueble se determinará por el grado de riesgo de incendio más alto que se tenga en cualquiera de los edificios, áreas o zonas que existan en un mismo predio;
- II. En caso de que un inmueble presente zonas con diversos grados de riesgo, los dispositivos o medidas de previsión y control deben aplicarse en cada zona de acuerdo a sus características constructivas y al elemento que genera el riesgo;
- III. Las edificaciones que tengan una zona clasificada con grado de riesgo alto, ésta se debe aislar de las demás zonas con riesgo medio o bajo en el mismo inmueble y con la colindancia. De la misma manera se debe aislar las zonas o áreas de grado de riesgo medio de las demás áreas con riesgo bajo y las colindancias. En caso de no existir este aislamiento, los dispositivos y medidas de control se deben aplicar de acuerdo al grado de riesgo más alto que se presente en toda la zona;
- IV. En cada inmueble se delimitará físicamente cada una de las áreas o zonas con características similares para los efectos de la propagación de fuego y calor, conforme a lo que se determina en estas normas, de acuerdo a la separación entre edificios, las características de las losas entre los niveles de construcción o las áreas delimitadas por muros y puertas cortafuego; y
- V. Para el cálculo de metros cuadrados, alturas, número de ocupantes en inmuebles con varios cuerpos, estos parámetros se aplicarán por edificio. En cuanto al número de personas que ocupan el lugar, se debe tomar en cuenta a la máxima población fija probable más la flotante en cada área o zona físicamente delimitada para la propagación de fuego. Los inventarios se considerarán asimismo por zona físicamente delimitada para la propagación de los efectos de explosión, fuego y calor.

4.5.2 RESISTENCIA AL FUEGO

Los elementos constructivos, sus acabados y accesorios en las edificaciones, en función del grado de riesgo, deben resistir al fuego directo sin llegar al colapso y sin producir flama o gases tóxicos o explosivos, a una temperatura mínima de 1200° K (927° C) durante el lapso mínimo que establece la siguiente tabla y de conformidad a la NMX-C-307 "Industria de la construcción - edificaciones- componentes - resistencia al fuego - determinación".

La resistencia mínima al fuego de los elementos constructivos, acabados y accesorios se establece en la siguiente tabla:

TABLA 4.6

GRUPO DE ELEMENTOS	RESISTENCIA MINIMA AL FUEGO (en minutos)
---------------------------	---

	Edificaciones de riesgo bajo	Edificaciones de riesgo medio	Edificaciones de riesgo alto
Elementos estructurales (Muros de carga, exteriores o de fachadas; columnas, vigas, trabes, arcos, entrepisos, cubiertas)	60	120	180
Escaleras y rampas	60	120	180
Puertas cortafuegos de comunicación a escaleras, rampas y elevadores	60	120	180
Puertas de intercomunicación, muros divisorios y cancelas de piso a techo o plafond fijados a la estructura	60	60	120
Plafones y sus sistemas de sustentación	-	30	30
Recubrimientos a lo largo de rutas de evacuación o en locales donde se concentren más de 50 personas.	60	120	120
Elementos decorativos	-	30	30
Acabados ornamentales, tapicería, cortinajes y elementos textiles incorporados a la edificación	-	30	30
Campanas y hogares de fogones y chimeneas	180	180	180
Ductos de instalaciones de aire acondicionado y los elementos que los sustentan	120	120	120
Divisiones interiores y cancelas que no lleguen al techo	30	30	30
Pisos Falsos para alojar ductos y cableados	60	60	60

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 4.6

- I. Los elementos estructurales de acero de las edificaciones en las áreas o zonas de un inmueble con grado de riesgo alto, deben protegerse con placas o recubrimientos resistentes al fuego que cumplan con los valores especificados en esta tabla;

- II. Los elementos estructurales de madera en las edificaciones, para cualquier grado de riesgo, deben protegerse por medio de tratamiento por inmersión o desde su proceso de fabricación para cumplir con los tiempos de resistencia al fuego, en caso contrario podrán protegerse con placas o recubrimientos o refuerzos resistentes al fuego que cumplan con los valores especificados en esta tabla;

- III. Los productos ignífugos para retardar la propagación de la llama y su incandescencia posterior en tejidos textiles deben garantizar los tiempos de resistencia al fuego directo que se señalan en esta tabla. Las características de los acabados, recubrimientos y elementos de ornato fijos a base de textiles, plásticos y madera deben ser justificadas por el Perito Responsable de Obra en la memoria técnica;
- IV. Los plafones y los recubrimientos térmicos o mecánicos de los ductos de aire acondicionado y de las tuberías de cualquier tipo, se construirán exclusivamente con elementos que no generen gases tóxicos o explosivos en su combustión;
- V. En los locales de los edificios destinados a estacionamiento de vehículos, bodegas y espacios o áreas de circulación restringida de personas como son locales técnicos, bóvedas de seguridad, casas de bombas, subestaciones o cuartos de tableros, quedarán prohibidos los acabados o decoraciones a base de materiales inflamables; y
- VI. Para determinar o evaluar la capacidad de resistencia al fuego de un material, de un producto, o de la aplicación de un producto sobre un material, se aplicarán los métodos y procedimientos de prueba que establecen las Normas Mexicanas aplicables.

4.5.3 CONFINACIÓN DEL FUEGO.

En las edificaciones de grado de riesgo alto para evitar la propagación del fuego y calor de cualquier zona al resto de la edificación, se debe analizar el grado de riesgo para cada área, edificación, nivel o zona del inmueble y prever que se construyan las barreras físicas necesarias o las separaciones mínimas del resto de las construcciones, bajo la hipótesis de la ocurrencia de siniestro en cualquiera de ellas, de manera que el fuego pueda ser confinado.

En particular se debe prever lo siguiente:

- I. Se construirán muros resistentes al fuego y puertas cortafuego en el perímetro que confine cada zona en estudio; y
- II. Cuando entre dos zonas de estudio contiguas existan ductos, vanos o huecos, éstos deben aislarse, rellenándose con materiales obturadores resistentes al fuego.

Para todas las edificaciones:

- I. Los ductos verticales para instalaciones, excepto los de retorno de aire acondicionado, se prolongarán y ventilarán sobre la azotea más alta. Las puertas o registros en cada nivel serán de materiales a prueba de fuego y deben cerrarse herméticamente;
- II. Las chimeneas deben proyectarse de tal manera que los humos y gases sean conducidos por medio de un tiro directamente al exterior en la parte superior de la edificación, debiendo instalarse la salida a una altura de 1.50 m sobre el nivel de la azotea;
- III. Las campanas de estufas o fogones, excepto las domésticas, estarán equipadas con detectores de fuego;

- IV. Los materiales inflamables que se utilicen en la construcción y los elementos decorativos, estarán a no menos de 60 cm de las chimeneas, y en todo caso, dichos materiales se aislarán por elementos equivalentes en cuanto a resistencia al fuego;
- V. Los elementos sujetos a altas temperaturas, como tiros de chimeneas, campanas de extracción o ductos que puedan conducir gases a más de 80° C deben distar de los elementos estructurales de madera un mínimo de 0.60 m;
- VI. Los ductos de retorno de aire acondicionado estarán protegidos en su comunicación con los plafones que actúen como cámaras plenas, por medio de compuertas o persianas provistas de fusibles y construidas en forma tal que se cierren automáticamente bajo la acción de temperaturas superiores a 60° C;
- VII. Los pasos de los ductos de instalaciones en los entresijos deben sellarse con materiales a prueba de fuego y que sean de fácil remoción para su mantenimiento, para evitar el efecto del tiro, esto también se aplicará a los ductos, huecos y vanos no utilizados;
- VIII. En los locales destinados al almacenamiento de líquidos, materias inflamables, explosivos, de maquinaria o equipo susceptibles de provocar explosión, deben evitarse acabados inflamables;
- IX. En caso de plafones falsos, el espacio comprendido entre el plafón y la losa no se debe comunicar directamente con cubos de escaleras o elevadores;
- X. Los tiros o tolvas para conducción de materiales diversos, tales como: ropa, desperdicios o basura, que unan dos o más niveles de una edificación con el nivel más alto, se prolongarán 2 m por arriba de las azoteas. Sus compuertas o buzones deben ser capaces de evitar el paso del fuego o de humo de un piso a otro del edificio y se construirán con materiales a prueba de fuego;
- XI. Las casetas de proyección audiovisual o cinematográfica, tendrán su acceso y salida independientes de la sala de exhibición; no tendrán comunicación con ésta; se ventilarán por medios artificiales y se construirán con materiales que cumplan con lo especificado en esta Norma y demás disposiciones aplicables;
- XII. Las edificaciones e inmuebles destinados a estacionamiento de vehículos deben contar, además de las protecciones señaladas en esta sección, con areneros de doscientos litros de capacidad colocados a cada 15.00 m entre ellos en lugares accesibles y con señalamientos que indiquen su ubicación. Cada arenero debe estar equipado con una pala, tapa embisagrada con mecanismo de cierre y tener altura máxima de 0.75 m. Se permite sustituir cada arenero por un extintor tipo A B C, D, K, con capacidad mínima de 6.0 kg u otros extintores de mejor eficiencia con la misma ubicación; y
- XIII. La Administración podrá autorizar otros sistemas de control de incendio, como rociadores automáticos de agua, así como exigir depósitos de agua adicionales para las redes hidráulicas contra incendios en los casos que lo considere necesario.

4.5.4 ÁREAS DE RESGUARDO

Las áreas de resguardo serán zonas aisladas al fuego por muros y puertas cortafuego de cierre automático y hermético, que cuenten con las condiciones de ventilación suficiente, natural o artificial que no propicie la propagación de fuego en el resto del edificio, y que permitan la supervivencia de sus ocupantes por un periodo mínimo de tres horas, para riesgo alto y una hora para riesgo medio, deben calcularse en base al aforo de personas que se prevea que las requieran, de acuerdo a la ruta

de evacuación y deben estar perfectamente señalizadas, quedarán prohibidos los acabados o decoraciones a base de materiales inflamables y el uso de estos locales como bodegas de cualquier magnitud.

4.5.5 DISPOSITIVOS PARA PREVENIR Y COMBATIR INCENDIOS

Las edificaciones en función al grado de riesgo, contarán como mínimo de los dispositivos para prevenir y combatir incendios que se establecen en la siguiente tabla:

TABLA 4.7

DISPOSITIVOS	GRADO DE RIESGO		
	BAJO	MEDIO	ALTO

EXTINTORES *	Un extintor, en cada nivel, excepto en vivienda unifamiliar	Un extintor por cada 300.00 m ² en cada nivel o zona de riesgo	Un extintor por cada 200 m ² en cada nivel o zona de riesgo
DETECTORES	Un detector de incendio en cada nivel -del tipo detector de humo- Excepto en vivienda.	Un detector de humo por cada 80.00 m ² ó fracción o uno por cada vivienda.	Un sistema de detección de incendios en la zona de riesgo (un detector de humo por cada 80.00 m ² ó fracción con control central) y detectores de fuego en caso que se manejen gases combustibles. En vivienda plurifamiliar, uno por cada vivienda y no se requiere control central.
ALARMAS	Alarma sonora asociada o integrada al detector. Excepto en vivienda.	Sistema de alarma sonoro con activación automática. Excepto en vivienda.	Dos sistemas independientes de alarma, uno sonoro y uno visual, activación automática y manual (un dispositivo cada 200.00 m ²) y repetición en control central. Excepto en vivienda.
EQUIPOS FIJOS			Red de Hidrantes, tomas siamesas y depósito de agua
SEÑALIZACIÓN DE EQUIPOS		El equipo y la red contra incendio se identificarán con color rojo	Señalizar áreas peligrosas, el equipo y la red contra incendio se identificarán con color rojo; código de color en todas las redes de instalaciones

* De acuerdo a lo establecido en la tabla 4.9 y sus condiciones complementarias.

4.5.5.1 EXTINTORES

Todas las edificaciones deben prever el espacio y señalización para la colocación de extintores, en función del grado de riesgo que representan.

Para seleccionar el tipo de extintores a emplear, el Perito Responsable de Obra determinará el tipo de fuego que pueda producirse en función del material sujeto a combustión y la clase de agente extinguidor adecuado, conforme a lo que señala la Norma Oficial Mexicana y en las Tablas 4.8 y 4.9.

TABLA 4.8

CLASES DE FUEGO, SEGÚN EL MATERIAL SUJETO A COMBUSTIÓN	
Clase A	Fuegos de materiales sólidos de naturaleza orgánica tales como trapos, viruta, papel, madera, basura, y en general, materiales sólidos que al quemarse se agrietan, producen cenizas y brasas.
Clase B	Fuegos que se producen como resultado de la mezcla de un gas (butano, propano, etc.) o de los vapores que desprenden los líquidos inflamables (gasolina, aceites, grasas, solventes, etc.) con el aire y flama abierta.
Clase C	Fuegos que se generan en sistemas y equipos eléctricos “energizados”.
Clase D	Fuegos que se presentan en metales combustibles en polvo o a granel a base de magnesio, titanio, sodio, litio, potasio, zinc u otros elementos químicos.

TABLA 4.9

TIPO DE AGENTE EXTINGUIDOR APLICABLE SEGÚN LA CLASE DE FUEGO					
Agente extinguidor	Fuego Clase A	Fuego Clase B	Fuego Clase C	Fuego Clase D	Fuego Clase K
Agua	SI	NO	NO	NO	NO
Polvo químico seco, tipo ABC	SI	SI	SI	NO	SI
Polvo químico seco, tipo BC	NO	SI	SI	NO	SI
Bióxido de carbono (CO ₂)	NO	SI	SI	NO	NO
CFC,s (clorofluorocarbonados)	SI	SI	SI	SI	SI
Espuma	SI	SI	NO	NO	SI
Agentes especiales	NO	NO	NO	SI	SI

CONDICIONES COMPLEMENTARIAS A LA TABLA 4.9

Se colocarán en lugares visibles, de fácil acceso y libres de obstáculos, de tal forma que el recorrido hacia el extintor más cercano no exceda de 15.00 metros desde cualquier lugar en un local, tomando en cuenta las vueltas y rodeos necesarios para llegar a uno de ellos;

Se ubicarán y fijarán a una altura mínima del piso no menor de 0.10 m a la parte más baja del extintor, y en caso, de encontrarse colgados, deben estar a una altura máxima de 1.50 m medidos del piso a la parte más alta del extintor;

Se colocarán en sitios donde la temperatura no exceda de 50° C y no sea menor de -5° C;

Estarán protegidos de la intemperie;

Estarán en posición para ser usados rápidamente; y

Su señalización debe cumplir con la Norma Oficial Mexicana aplicable.

4.5.5.2 DETECTORES DE INCENDIO

Los detectores de incendio son dispositivos que se activan ante la presencia de humo, calor o gases predecesores de incendio y que actúan sobre un sistema de alarma tal que el personal autorizado pueda conocer la localización del evento y actuar de inmediato o se dé inicio automáticamente a las rutinas de alarma y combate de incendio previstas para tal efecto, de acuerdo a las siguientes disposiciones:

4.5.5.1.1 DETECTORES DE HUMO.

Las edificaciones de grado de riesgo bajo y medio de uso no habitacional, deben contar al menos con un detector de este tipo, asociado a una alarma sonora.

Las edificaciones de grado de riesgo alto de uso no habitacional deben contar con un sistema de detección de incendios en cada zona de riesgo aislada, en las cuales se colocará como mínimo un detector de este tipo por cada 80.00 m² de techo, sin obstrucciones entre el contenido del área y el detector, y una separación máxima de nueve metros entre los centros de detectores (utilizar NOM-002-STPS-2002). Estas medidas pueden aumentarse o disminuirse previo estudio que considere la altura del techo o plafond y la velocidad estimada de desarrollo y propagación del fuego. Se admitirá el uso de detectores de humo que operen bajo los principios de ionización y/o de funcionamiento fotoelectrónico. En vivienda plurifamiliar, uno por cada vivienda y no se requiere control central.

Características de los sistemas de detección de incendios por presencia de humo:

- I. Los detectores deben contar con un sistema de supervisión automático que permita verificar su funcionamiento sin necesidad de desmontarlos;
- II. Activar una alarma sonora o dos sistemas de alarmas visuales y sonoras en caso de riesgo alto;
- III. Dicho sistema en edificaciones con grado de riesgo alto debe permitir la localización de la señal de alarma por medio de un tablero o monitor en algún módulo de vigilancia;
- IV. Debe funcionar por medio de suministro de energía eléctrica de corriente alterna preferente y contar con un respaldo de baterías; y
- V. La canalización eléctrica para el cableado de control será a prueba de explosión.

4.5.5.1.2 SENSORES O DETECTORES DE CALOR

Se emplearán únicamente cuando exista un sistema de aspersión o una red de rociadores y actuarán de manera automática abriendo una válvula en una línea presurizada.

Para la selección de los detectores de calor se debe realizar un estudio técnico que involucre la altura de montaje del detector, la altura de los techos, la temperatura bajo el techo, la distancia a la fuente de calor y el tipo de fuego donde se establezca el tipo de sensor (rociador) que se requiere en base a la tabla 4.2.6.

Cumplirán con las siguientes características:

- I. Deben seleccionarse para la presión de trabajo de la red; y
- II. Contar el sistema con un dispositivo de alarma local y remoto activado por la baja de presión en la red o por el flujo del agua en el momento de activarse los rociadores.

TABLA 4.10
DETECTORES DE CALOR DE USO COMUN

CLASIFICACIÓN DE TEMPERATURA	RANGO DE DETECCIÓN °C (°F)	PARA COLOCARSE EN TEMPERATURA AMBIENTE MÁXIMA BAJO TECHO °C (°F)
Ordinaria	58 a 79 (135 a 174)	38 (100)
Intermedia	80 a 121 (175 a 249)	66 (150)
Alta	122 a 162 (250 a 324)	107 (225)

4.5.5.1.3 DETECTORES PARA GASES DE COMBUSTIÓN O SENSORES DE FLAMA

Se deben instalar específicamente en áreas en las que se prevea la presencia significativa de fuego (flama directa) debido a procesos químicos o industriales. Para la selección y colocación de los detectores de gases de combustión, detectores de flama y otros tipos de detectores de incendio, se debe realizar un estudio técnico especializado debido a lo complejo de su selección.

4.5.5.2 SISTEMAS DE ALARMAS

En edificaciones con grado de riesgo bajo y medio de uso no habitacional contarán exclusivamente con un dispositivo sonoro que permita a los ocupantes conocer el estado de alerta debido a una situación de emergencia.

En edificaciones con grado de riesgo alto de uso no habitacional contarán con dos sistemas, uno sonoro y otro luminoso, que permitan a los ocupantes conocer dicho estado de alerta; estos deben ser activados simultáneamente y deben cumplir con las Normas y disposiciones aplicables. Estarán colocados en los puntos estratégicos que aseguren que todos los concurrentes en el área de influencia del incendio se puedan percatar de la ocurrencia del evento, incluyendo todo el recorrido de las rutas de evacuación.

En edificaciones con grado de riesgo alto, excepto en instalaciones escolares, mercados populares, estadios abiertos y casos similares debidamente justificados por el Director Responsable de Obra, el sistema de alarmas debe contar con:

- I. Un local de control central o módulo de vigilancia que permita a los encargados conocer una situación de emergencia y su localización precisa dentro de la edificación;
- II. Adicionalmente a los sistemas de alarmas de activación automática asociados a detectores, contarán con los sistemas de activación manual, es decir, dispositivos activadores locales

colocados estratégicamente en las zonas de riesgo a fin de que los usuarios puedan activarlos directamente;

- III. Los dispositivos manuales activadores de estos sistemas deben localizarse uno por cada 200.00 m² en lugares visibles, en las áreas de trabajo, de concentración de personas y en los locales de permanencias de vigilancia del edificio;
- IV. Los locales de control central o módulos de vigilancia deben estar localizados estratégicamente de manera que exista la posibilidad de establecer contacto visual directo o a través de circuito cerrado de televisión con las áreas en que se desarrolle el incendio o de acudir a ellas directamente en un máximo de 3 minutos, contar con los equipos necesarios y suficientes de comunicación con el exterior, alumbrado con fuente autónoma de energía y estar equipadas con barreras cortafuego; y
- V. El equipo de control contará con alarma sonora y luminosa local.

Toda la instalación de la red debe hacerse con tubería y dispositivos del tipo a prueba de explosión, excepto cuando la trayectoria se aloje dentro de los muros, losas o elementos de concreto. El equipo debe contar con una fuente autónoma ininterrumpible que permita el funcionamiento del sistema durante 30 minutos como mínimo, incluyendo el consumo de las luces y bocinas de alarma; la energía eléctrica se debe suministrar por circuitos del sistema de emergencia en caso de existir una planta.

VI. Cuando se cuente con sistemas de rociadores automáticos, se admitirá en sustitución del sistema de detección de humos el empleo de sistemas mecánicos de sirenas, campanas u otros artefactos sonoros cuya fuente de locomoción esté asociada al paso del agua en el caso de hidrantes o rociadores automáticos.

4.5.5.3 EQUIPOS FIJOS

Los equipos fijos comprenden: Redes de Hidrantes, Redes de Rociadores, Redes de Inundación, **Bomba Eléctrica, Bomba de Combustión Interna (Diésel) y Bomba Jockey.**

Las redes de hidrantes serán obligatorias para todas las edificaciones de grado de riesgo alto en las que se manejen almacenamientos de productos o materiales inflamables. Su uso es contraindicado en el caso de solventes, aceites y combustibles líquidos, así como en zonas de equipos eléctricos y electrónicos, por lo que se prohíbe su instalación en estaciones de servicio y en locales o áreas de equipos eléctricos.

Las redes de rociadores automáticos se permitirán con el objeto de incrementar la seguridad, que ofrecen las redes de hidrantes sin que puedan sustituir a estas últimas.

Las redes de inundación automática de gases o elementos inhibidores de la combustión, solo se permitirán para casos especiales en que se justifique plenamente su uso, en base al alto valor que representa el equipo o material a proteger y la imposibilidad de hacerlo por otros medios y cuando se garantice que se activarán las alarmas necesarias con el tiempo suficiente para el desalojo del personal en el recinto en que se apliquen.

4.5.5.3. REDES DE HIDRANTES.

Tendrán los siguientes componentes y características:

- I. Tanques o cisternas para almacenar agua en proporción a 5 lt/m² construido, reservada exclusivamente a surtir a la red interna para combatir incendios. La capacidad mínima para este efecto será de 20,000 L;

- II. Dos bombas automáticas autocebantes cuando menos, una eléctrica y otra con motor de combustión interna, con succiones independientes para surtir a la red con una presión constante entre 2.5 y 4.2 kg/cm² en el punto más desfavorable;
- III. Una red hidráulica para alimentar directa y exclusivamente las mangueras contra incendios, dotadas de tomas siamesas y equipadas con válvula de no retorno, de manera que el agua que se inyecte por la toma no penetre a la cisterna; la tubería de la red hidráulica contra incendio debe ser de acero soldable o fierro galvanizado C-40, y estar pintada con pintura de esmalte color rojo;
- IV. Tomas Siamesas de 64 mm de diámetro, 7.5 cuerdas por cada 25 mm, cople movable y tapón macho, equipadas con válvula de no retorno, de manera que el agua de la red no escape por las tomas siamesas. Se colocará por lo menos una toma de este tipo en cada fachada, y en su caso, una a cada 90 m lineales de fachada y se ubicará al paño del alineamiento a un metro de altura sobre el nivel de la banqueta;
- V. La red alimentará en cada piso, gabinetes o hidrantes con salidas dotadas con conexiones para mangueras contra incendios, las que deben ser en número tal que cada manguera cubra un área de 30 m de radio y su separación no sea mayor de 60 m. Uno de los gabinetes estará lo más cercano posible a los cubos de las escaleras;
- VI. Las mangueras deben ser de 38 mm de diámetro, de material sintético, conectadas permanentemente y adecuadamente a la toma y colocarse plegadas o en dispositivos especiales para facilitar su uso. Estarán provistas de Pitones de paso variables de tal manera que se pueda usar como chiflones de neblina, cortina o en forma de chorro directo;
- VII. Deben instalarse los reductores de presión necesarios para evitar que en cualquier toma de salida para manguera de 38 mm se exceda la presión de 4.2 kg/cm²;
- VIII. La red de distribución debe ser calculada para permitir la operación simultanea de al menos 2 hidrantes por cada 3,000 m² en cada nivel o zona, y garantizar una presión que no podrá ser nunca menor 2.5 kg/cm² en el punto más desfavorable. En dicho cálculo se debe incluir además de la presión requerida en el sistema de bombeo, la de los esfuerzos mecánicos que resista la tubería, tales como golpe de ariete y carga estática;
- IX. El troncal principal no debe ser menor de 3" (75mm). Los ramales secundarios tendrán un diámetro mínimo de 2" (51 mm), excepto las derivaciones para salidas de hidrante que deben ser de 1½" (38 mm) de diámetro y rematar con una llave de globo en L, a 1.85 m s.n.p.t., cople para manguera de 1½" (38 mm) de diámetro y reductor de presiones, en su caso; y,
- X. Integrar al sistema de emergencia una red de distribución de agua colindante a las escaleras de emergencia, con una salida de agua de 2½" con válvula de no retorno y rosca NHST, localizado a 1.20 m del nivel de piso terminado en cada descanso de las escaleras.

4.5.5.3.2 REDES DE ROCIADORES

Se instalarán únicamente con el objeto de incrementar la seguridad que ofrecen las redes de hidrantes sin que puedan sustituir a estas últimas y tendrán las siguientes características:

- I. Tanques o cisternas para almacenar agua en un volumen adicional a la reserva para la red de hidrantes en función al gasto nominal del 10% del total de los hidrantes instalados en un nivel, que garantice un periodo de funcionamiento mínimo de una hora;
- II. Dos bombas automáticas autocebantes cuando menos, una eléctrica y otra con motor de combustión interna, con succiones independientes para surtir a la red con la presión nominal de los rociadores, en el punto más desfavorable, que pueden ser las mismas del sistema de hidrantes. Se requiere además obligatoriamente de una bomba jockey (de presurización de línea) que mantenga presión continua en la red;
- III. Una red hidráulica para alimentar directa y exclusivamente la red de rociadores, la red hidráulica contra incendio debe ser de acero soldable o fierro galvanizado C-40 y estar pintada con pintura de esmalte color rojo;
- IV. La red alimentará en cada piso, o zona, líneas de rociadores que se activarán en forma automática e independiente por detectores de temperatura integrados;
- V. Deben instalarse los reductores de presión necesarios para evitar que en cualquier rociador se exceda la presión de trabajo de los mismos y válvulas normalmente abiertas que permitan el mantenimiento o reposición de rociadores sin suspender el funcionamiento de la red de hidrantes;
- VI. La red de distribución debe ser calculada para permitir la operación simultanea de al menos 5 hidrantes por cada 500 m² en cada nivel y garantizar una presión que no podrá ser nunca menor 2.5 kg/cm² en el punto más desfavorable, sin reducir las condiciones de operación de la red de hidrantes. En dicho cálculo se debe incluir además de la presión requerida en el sistema de bombeo, la de los esfuerzos mecánicos que resista la tubería;
- VII. Las redes de rociadores automáticos deben estar provistas de sistema de alarma que permita al personal de vigilancia percatarse del evento; y
- VIII. Los rociadores no deben emplearse en áreas con riesgo de shock eléctrico, como la cercanía a tableros, motores o cables eléctricos, o en la proximidad a material contraindicado para el uso de agua. El Perito Responsable de Obra y el Corresponsable en Instalaciones, en su caso, deben vigilar que el funcionamiento automático de estos sistemas, no pongan en riesgo la seguridad física de las personas.

4.5.5.3.3 REDES DE INUNDACIÓN DE ELEMENTOS INHIBIDORES DE LA COMBUSTIÓN.

Operarán a base de bióxido de carbono, halón, polvo químico seco o espuma. Se aplicarán exclusivamente para casos especiales en que se justifique su uso en la memoria técnica correspondiente, en base al alto riesgo que representa el equipo o material a proteger y la imposibilidad de hacerlo por otros medios. Tendrán los siguientes elementos y características:

- I. Tanques o depósitos para almacenar con seguridad el agente extinguidor en el volumen necesario. Queda prohibido usar Halón 1211 por su alta toxicidad; y

- II. Una red para alimentar directa y exclusivamente los rociadores o aspersores y los medios para proveer presión y debe ser calculada para permitir la operación simultanea de todo el sistema, en un tiempo mínimo.

4.5.6 SEÑALIZACIÓN DE EQUIPOS.

En edificaciones de riesgo de grado medio y alto, excepto en edificaciones de vivienda, se debe aplicar el color rojo para identificar los siguientes elementos: cajas de alarmas de incendio, cajas de mangueras contra incendio, extintores contra incendio (identificación del sitio, la pared y el soporte), carretes, soportes o casetas de mangueras contra incendio, bombas y redes de tuberías contra incendio.

En industrias, bodegas, locales de equipos y las edificaciones de riesgo alto, con excepción de la de vivienda, toda la tubería de los distintos servicios debe identificarse mediante código de colores de acuerdo a la NOM-026-STPS-2008.

4.6 DISPOSITIVOS DE SEGURIDAD Y PROTECCION

4.6.1 LOCALES PARA GUARDA Y EXHIBICIÓN DE ANIMALES.

Los locales destinados a la guarda y exhibición de animales y las edificaciones de deportes y recreación, deben contar con rejas y desniveles para protección al público, en el número, dimensiones mínimas y condiciones de diseño establecidas en la Tabla 4.11.

TABLA 4.11

DISPOSITIVOS DE SEGURIDAD		
TIPO DE EDIFICIO	ELEMENTO	ALTURA MÍNIMA (en metros)
Estadio	Foso	2.00
	Rejas	2.40
Hipódromo	Rejas	2.10
Galgódromo	Reja	2.10
Plaza de toros	Callejón	2.00
	Barreras	1.20
Autódromos	Reja o barrera	2.10

4.6.2 MUROS Y ELEMENTOS DIVISORIOS.

Los muros, espejos, paneles y mamparas fijos, batientes y corredizos de vidrio y cristal instalados en cualquier edificación, deben cumplir con la Norma Oficial Mexicana NOM-146-SCFI, excepto aquellos que cuenten con barandales y manguetas a una altura de 0.90 m. del nivel del piso, diseñados de manera que impidan el paso de niños a través de ellos, o estar alambrados o protegidos con elementos que impidan el choque del público contra ellos.

4.6.3 ALBERCAS.

Para el diseño de las albercas, trampolines y plataformas se debe considerar lo establecido en este inciso, adicionalmente se debe cumplir con lo dispuesto en el Artículo 680 Piscinas, Fuentes e Instalaciones Similares de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEDE "Instalaciones eléctricas

(utilización)".

4.6.3.1 LAS ALBERCAS DEBEN CONTAR CON LOS SIGUIENTES ELEMENTOS Y MEDIDAS DE PROTECCIÓN:

- I. Andadores en las orillas de las albercas con anchura mínima de 1.20 m para las públicas y de 0.90 m en las privadas; con superficie áspera o de material antiderrapante, construidos de tal manera que se eviten los encharcamientos;
- II. Un escalón de 0.10 m de ancho a una profundidad de 1.20 m con respecto a la superficie del agua en el muro perimetral de aquellas albercas públicas cuya profundidad sea mayor a 1.50 m; y
- III. Una escalera por cada 23.00 m lineales de perímetro, para las albercas públicas cuya profundidad sea mayor a 0.90 m. Cada alberca contará con un mínimo de dos escaleras.

4.6.3.2 LAS INSTALACIONES DE TRAMPOLINES Y PLATAFORMAS REUNIRÁN LAS SIGUIENTES CONDICIONES:

- I. Las alturas máximas permitidas serán de 3.00 m para los trampolines y de 10.00 m para las plataformas;
- II. La anchura de los trampolines será de 0.50 m y la mínima de la plataforma de 2.00 m. La superficie en ambos casos será antiderrapante;
- III. Las escaleras para trampolines y plataformas deben ser de tramos rectos separados de la pared como mínimo 0.12 m y como máximo 0.16 m; contar con escalones de material o diseño antiderrapante, huellas de 0.12 m como mínimo y una separación entre peraltes no menor de 0.20 m y no mayor de 0.25 m, en su caso, deben satisfacer la norma mexicana aplicable; y
- IV. Colocar barandales en las escaleras y en las plataformas a una altura de 0.90 m en ambos lados y en estas últimas, también en la parte posterior.

La superficie del agua debe mantenerse agitada en las albercas con plataforma, a fin de que los clavadistas la distingan claramente; deben diferenciarse con señalamientos las zonas de natación y de clavados, e indicarse en lugar visible las profundidades mínimas y máximas, así como el punto en que la profundidad sea de 1.50 m y en donde cambie la pendiente del piso del fondo.

4.6.3.3 LAS CONDICIONES PARA EL DISEÑO DE LOS TRAMPOLINES DE LAS ALBERCAS SE ESTABLECEN EN LA SIGUIENTE TABLA:

TABLA 4.12

Altura de los trampolines sobre el nivel del agua	Profundidad mínima del agua	Distancia a que debe mantenerse la profundidad mínima del agua a partir de la proyección vertical del centro del extremo frontal del trampolín			Volado mínimo entre el borde de la alberca y la proyección vertical del centro del extremo frontal del trampolín
		Al frente	Hacia atrás	A cada lado	
Hasta 1.00 m	3.00 m	5.30 m	1.50 m	2.20 m	1.50 m
De más de 1.00 m y hasta 3.00	3.50 m	6.20 m	1.50 m	2.70 m	1.50 m

m					
---	--	--	--	--	--

4.6.3.4 LAS CONDICIONES PARA EL DISEÑO DE LAS PLATAFORMAS DE LAS ALBERCAS SE ESTABLECEN EN LA SIGUIENTE TABLA:

TABLA 4.13

Altura de las plataformas sobre el nivel del agua	Profundidad mínima del agua	Distancia a que debe mantenerse la profundidad mínima del agua a partir de la proyección vertical del centro del extremo de la plataforma			Volado mínimo entre el borde de la alberca y la proyección vertical del extremo frontal de la plataforma	Distancia mínima entre las proyecciones verticales de los extremos de las plataformas colocadas una sobre la otra.
		Al frente	Hacia atrás	A cada lado		
Hasta 6.50 m	4.00 m	7.00 m	1.50 m	3.00 m	1.50 m	0.75 m
De más de 6.50 m, hasta 10.00 m	4.50 m	10.00 m	1.50 m	3.00 m	1.50 m	0.75 m

**CAPÍTULO 5.
INTEGRACIÓN AL CONTEXTO E IMAGEN URBANA**

El Perito de Obra y el Responsable Solidario en Restauración de Sitios y Monumentos y Diseño Urbano Arquitectónico, en su caso, deben observar la normatividad vigente en la Ley Federal sobre Monumentos y Zonas, Arqueológicas, Artísticas e Históricas, el Código Territorial para el Estado y los Municipios de Guanajuato, el Reglamento de Ordenamiento Territorial para el Municipio de Celaya, Gto., el Programa Municipal de Desarrollo Urbano y Ordenamiento Ecologico Territorial para el Municipio de Celaya, Gto. y demás disposiciones aplicables.

**CAPÍTULO 6.
INSTALACIONES.**

6.1 INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y SANITARIAS.

6.1.2 INSTALACIONES HIDRAULICAS.

- I. La salida de los tinacos debe ubicarse a una altura de por lo menos 2 m por arriba de la salida o regadera o mueble sanitario más alto de la edificación. Los tinacos deben cumplir la Norma mexicana NMX-C-374- ONNCCE "Industria de la construcción - Tinacos prefabricados especificaciones y métodos de prueba";
- II. Las cisternas deben ser impermeables, tener registros con cierre hermético y sanitario y ubicarse a tres metros cuando menos de cualquier tubería permeable de aguas negras;

- III. Las tuberías, conexiones y válvulas para agua potable deben ser de cobre rígido, cloruro de polivinilo, fierro galvanizado o de otros materiales que cumplan con las Normas Mexicanas correspondientes;
- IV. Los excusados no deben tener un gasto superior a los 6 litros por descarga y deben cumplir con la Norma Oficial Mexicana aplicable;
- V. Los mingitorios no deben tener un gasto superior a los 3 litros por descarga y deben cumplir con la Norma Mexicana aplicable;
- VI. Las regaderas no deben tener un gasto superior a los 10 litros por minuto y deben cumplir con la Norma Oficial Mexicana aplicable;
- VII. Las instalaciones hidráulicas de baños y sanitarios de uso público deben tener llaves de cierre automático;
- VIII. Los fluxómetros deben cumplir con la Norma Oficial Mexicana correspondiente; y
- IX. Todos los lavabos, tinas, lavaderos de ropa y fregaderos tendrán llaves que no permitan consumos superiores a diez litros por minuto y deben satisfacer la Norma Mexicana NMX-C-415-ONNCCE "Válvulas para agua de uso doméstico –Especificaciones y métodos de prueba".

6.1.3 INSTALACIONES DE DRENAJE PLUVIAL Y SANITARIO.

Las edificaciones que requieran de estudio de impacto urbano o urbano ambiental y las instalaciones públicas de infraestructura hidráulica y sanitaria estarán sujetas a los proyectos de uso racional de agua, reusó, tratamiento, regularización y sitio de descarga que apruebe la Administración y lo contenido en el Reglamento de la Junta Municipal de Agua Potable Alcantarillado del Municipio de Celaya, Gto., y, en su caso, a las Normas Oficiales Mexicanas aplicables. Estas edificaciones deben contar con instalaciones independientes para las aguas pluviales y las residuales (jabonosas y negras), las cuales se canalizarán por sus respectivos albañales para su uso, aprovechamiento o desalojo.

En las edificaciones ubicadas en zonas donde exista el servicio público de alcantarillado de tipo separado, los desagües serán separados, uno para aguas pluviales y otro para aguas residuales.

6.1.3.1 TUBERÍAS Y ACCESORIOS.

Las tuberías, conexiones y accesorios que se utilicen en los desagües e instalaciones de los muebles sanitarios deben de ser de fierro fundido, fierro galvanizado, cobre, cloruro de polivinilo o de otros materiales que cumplan con las Normas Mexicanas aplicables.

Las tuberías de desagüe tendrán un diámetro no menor de 32 mm, ni inferior al de la boca de desagüe de cada mueble sanitario. Se colocarán con una pendiente mínima de 2% en el sentido del flujo.

6.1.3.2 LÍNEAS DE DRENAJE.

- I. Las tuberías o albañales que conducen las aguas residuales de una edificación hacia fuera de los límites de su predio deben ser de 15 cm de diámetro como mínimo, contar con una pendiente mínima de 2% en el sentido del flujo y cumplir con las Normas Mexicanas aplicables;
- II. Las bajadas pluviales deben tener un diámetro mínimo de 0.10 m por cada 100 m² o fracción de superficie de cubierta, techumbre o azotea;

- III. Los albañales deben estar provistas en su origen de un tubo ventilador de 0.05 m de diámetro mínimo que se prolongará cuando menos 1.50 m arriba del nivel de la azotea de la construcción cuando ésta sea transitable, en edificaciones de más de tres niveles se debe contar con una tubería adicional que permita la doble ventilación;
- IV. La conexión de tuberías de muebles sanitarios y coladeras a la instalación sanitaria debe prever obturadores hidráulicos;
- V. Los albañales deben tener registros colocados a distancia no mayores de 10.00 m entre cada uno y en cada cambio de dirección del albañal;
- VI. Los registros tendrán las siguientes dimensiones mínimas en función a su profundidad: de 0.40 X 0.60 m para una profundidad de hasta 1.00 m; de 0.50 X 0.70 m para profundidades de 1.00 a 2.00m y de 0.60 X 0.80 m para profundidades mayores a 2.00 m; y
- VII. Los registros deben tener tapas con cierre hermético a prueba de roedores. Cuando un registro deba colocarse bajo locales habitables o complementarios o locales de trabajo y reunión deben tener doble tapa con cierre hermético.

6.1.3.3 DESCARGAS AL EXTERIOR.

- I. En las zonas donde no exista red de alcantarillado público, la Administración autorizará el uso de fosas sépticas de transformación rápida que cumplan con la Norma Oficial Mexicana correspondiente, siempre y cuando se demuestre la absorción del terreno. A las fosas sépticas descargarán únicamente las aguas negras que provengan de excusados y mingitorios;
- II. En el caso de zonas con suelos inadecuados para la absorción de las aguas residuales, la Administración determinará el sistema de tratamiento a instalar y lo que determine el Reglamento de Servicio de Agua y Drenaje para el Municipio de Celaya;
- III. La descarga de agua de fregaderos que conduzcan a pozos de absorción o terrenos de oxidación deben contar con trampas de grasa registrables;
- IV. Las gasolineras deben contar en todos los casos con trampas de grasa en las tuberías de agua residual antes de conectarlas a colectores públicos y deben cumplir con lo dispuesto en las Normas Oficiales Mexicanas aplicables; y
- V. Se deben colocar desarenadores en las tuberías de agua residual de estacionamientos públicos descubiertos, plazas y circulaciones empedradas o adoquinadas.

6.2 INSTALACIONES ELÉCTRICAS.

El Perito de Obra, y en su caso, el Responsable Solidario en Instalaciones deben vigilar que el proyecto y las instalaciones cumplan con lo dispuesto en el Reglamento y las Normas Oficiales Mexicanas aplicables, en particular:

NOM-001-SEDE, "Instalaciones eléctricas (utilización)"

NOM-025-STPS, "Condiciones de iluminación en los centros de trabajo"

NOM-007-ENER, "Eficiencia energética para sistemas de alumbrado en edificios no residenciales"

NOM-008-ENER, "Eficiencia energética en edificios, envolvente de edificios no residenciales"

NOM-013-ENER, "Eficiencia energética en sistemas de alumbrado para vialidades y exteriores de edificios"

NOM-053-SCFI "Elevadores eléctricos de tracción para pasajeros y carga-especificaciones de seguridad y métodos de prueba"

Los equipos, materiales y componentes de las instalaciones eléctricas deben cumplir con las Normas Mexicanas aplicables.

6.2.1 INSTALACIONES ESPECIALES.

El Perito Responsable de Obra, y en su caso, el Corresponsable en Instalaciones deben cumplir con lo dispuesto en la Normas Oficiales Mexicanas aplicables a las instalaciones especiales y deben establecer en la Memoria Descriptiva los criterios, normas y especificaciones consideradas en su diseño.

6.2.2 PARARRAYOS.

Las edificaciones deben estar equipadas con sistemas de protección a las descargas eléctricas atmosféricas que las protejan eficientemente contra este tipo de eventualidad, en los casos y bajo las condiciones siguientes:

- I. Todos los cuerpos construidos de más de 25.00 m de altura, incluyendo aquellas cuyos tanques elevados de metal o concreto, casas de máquinas, torres, antenas, cobertizos, soportes de anuncios o cualquier tipo de apéndice, sobrepase esta altura;
- II. Todas las edificaciones consideradas con grado de riesgo alto de incendio; y
- III. Todas las edificaciones aisladas en un radio de 500.00 m sin importar su altura.

Se excluyen aquellas edificaciones ubicadas en el radio de 500.00 m de un edificio más alto, adecuadamente protegido. Las fábricas y almacenes de explosivos, así como las plantas de generación, de transmisión eléctrica y sistemas de distribución, deben contar con sistemas diseñados en base a estudios especiales.

Se considerará como parte del sistema de pararrayos los elementos de captación, la red de interconexión y los dispositivos de puesta a tierra. Los materiales a emplear deben ser resistentes a la corrosión y estar debidamente protegidos contra ella. La instalación de los elementos de captación, terminales aéreas o puntas se deben colocar firmemente ancladas sobre superficies sólidas de techos, azoteas, cubiertas, muros o pretilas y superficies abiertas en las áreas o zonas más altas de las construcciones.

Cualquier otro arreglo o el uso de otros sistemas o dispositivos captadores, como el de sistemas con dispositivos de cebado o los sistemas de dispersión de cargas, debe ser sustentado por la memoria de cálculo.

Se colocarán puntas de captación de descargas eléctricas atmosféricas en todo el perímetro a cada 15.00 m como máximo y en los vértices de las losas o cubiertas superiores de los edificios; adicionalmente debe existir una punta de descarga a cada 15.00 m de longitud como máximo en ambos sentidos en superficies horizontales o inclinadas suficientemente extensas.

Toda la instalación del sistema de pararrayos formará una red metálica sin interrupción, desde los elementos captadores, hasta los electrodos o varillas de puesta a tierra, evitando la formación de arcos, empleando para ello los conectores mecánicos o soldables adecuados. La conducción a tierra debe seguir el camino más directo y evitar los dobleces de 90°. Los cambios de dirección se harán con curvas con radios no menores a 203 mm.

6.2.3 CONDICIONES DE SEGURIDAD PARA PREVENIR LOS RIESGOS POR ELECTRICIDAD ESTÁTICA.

Las edificaciones donde se almacenen, manejen o transporten sustancias inflamables o explosivas y que por la naturaleza de sus procesos empleen materiales, sustancias o equipos capaces de almacenar o generar cargas eléctricas estáticas o que estén ubicados en una zona donde puedan recibir descargas eléctricas atmosféricas, deben cumplir con lo que marca la Norma Oficial Mexicana NOM-022-STPS.

Toda construcción basada en marcos, armaduras o columnas metálicas debe contar con una red de tierras que interconecten entre sí a todas las estructuras, esta red, basándose en cable acorazado, debe instalarse antes de colar las losas de los pisos, estar en contacto con el terreno natural, estar ligada por medio de conectores mecánicos o soldables a la estructura y conectarse por estos mismos medios a barras (electrodos) de cobre debidamente registrables, determinados por cálculo en la memoria técnica y sujetarse a las normas oficiales mexicanas correspondientes.

Los materiales, conductores, interruptores y en general, todos los accesorios y componentes de las instalaciones eléctricas deben cumplir con las Normas Mexicanas correspondientes.

6.3 INSTALACIONES DE COMBUSTIBLES.

Las instalaciones de gas en las edificaciones deben sujetarse a las disposiciones que se mencionan a continuación:

- I. Los recipientes de gas deben colocarse a la intemperie en lugares ventilados, tales como: patios, jardines o azoteas y protegidos del acceso de personas y vehículos. En edificaciones para habitación plurifamiliar, los recipientes de gas deben estar protegidos por medio de jaulas que impidan el acceso de niños y personas ajenas al manejo, mantenimiento y conservación del equipo;
- II. Los recipientes se colocarán sobre un piso firme y consolidado, donde no existan flamas o materiales inflamables, pasto o hierba;
- III. Las tuberías de conducción de gas licuado deben ser de cobre tipo "L" o de fierro galvanizado C-40, cumplir con las Normas Mexicanas aplicables y se colocarán visibles adosadas a los muros, a una altura de cuando menos 1.80 m en el exterior en líneas de distribución;
- IV. Las tuberías de conducción de gas natural deben ser de cobre tipo "L" o de fierro galvanizado C-40, se colocarán visibles adosadas a los muros, a una altura de cuando menos 1.80 m en el exterior en líneas de distribución, podrán estar ocultas en el subsuelo de los patios o jardines a una profundidad de cuando menos 0.60 m;
- V. En ambos casos las tuberías deben estar pintadas con esmalte color amarillo o contar con señalamientos con esmalte color amarillo a cada 3.00 m y en las conexiones;
- VI. La presión de diseño máxima permitida en las tuberías será de 4.2 kg/cm²;
- VII. Queda prohibido el paso de tuberías conductoras de gas por el interior de locales cerrados, excepto en cocinas y laboratorios o áreas de trabajo industrial donde se cumplan con las Normas Oficiales Mexicanas correspondientes;

- VIII. A fin de atravesar muros o espacios cerrados deben estar alojados dentro de otro tubo de cuando menos 2 veces el diámetro del tubo que alojan y cuyos extremos estén abiertos al aire exterior. Las tuberías de conducción de gas deben colocarse a 0.20 m cuando menos, de cualquier dispositivo o conductor eléctrico, y de cualquier tubería con fluidos corrosivos o de alta presión;
- IX. Los calentadores de gas para agua deben colocarse en patios o azoteas o en locales con una ventilación mínima de veinticinco cambios por hora del volumen de aire del local. Quedará prohibida su ubicación en el interior de los locales cerrados;
- X. Los medidores de gas en edificaciones de habitación se colocarán en lugares secos, iluminados y protegidos de deterioro, choques y altas temperaturas. Nunca se colocarán sobre la tierra y aquellos de alto consumo deben apoyarse sobre asientos resistentes a su peso y en posición nivelada;
- XI. Para las edificaciones de comercio y de industrias deben construirse casetas de regulación y medición de gas, hechas con materiales incombustibles, permanentemente ventiladas y colocadas a una distancia mínima de 25.00 m a locales con equipos de ignición como calderas, hornos o quemadores; de 20.00 m a motores eléctricos o de combustión interna que no sean a prueba de explosión; de 35.00 m a subestaciones eléctricas; de 30.00 m a estaciones de alta tensión y de 20.00 a 50.00 m a almacenes de materiales combustibles, según lo determine la Administración;
- XII. Las instalaciones de gas para calefacción deben tener tiros y chimeneas que conduzcan los gases producto de la combustión hacia el exterior. Para los equipos diseñados sin tiros y chimeneas se debe solicitar autorización a la Administración antes de su instalación;
- XIII. Las tuberías de conducción de combustibles líquidos deben ser de acero soldable o fierro negro C-40, cumplir con las Normas Mexicanas aplicables y deben estar pintadas con esmalte color blanco y señaladas con las letras "D" o "P";
- XIV. Las conexiones deben ser de acero soldable o fierro roscable; y
- XV. Todas las instalaciones, los recipientes, los calentadores para agua, las tuberías, las conexiones y los accesorios deben cumplir con las Normas Oficiales Mexicanas aplicables.

6.4 INSTALACIONES TELEFÓNICAS, DE VOZ Y DATOS.

El Perito Responsable de Obra, y en su caso, el Corresponsable en Instalaciones deben considerar lo dispuesto en la Normas Oficiales Mexicanas aplicables y deben establecer en la Memoria Descriptiva los criterios, normas y especificaciones considerados en su diseño.

6.5 INSTALACIONES DE ACONDICIONAMIENTO DE AIRE Y DE EXPULSIÓN DE AIRE

El Perito Responsable de Obra, y en su caso, el Corresponsable en Instalaciones deben considerar lo dispuesto en la Normas Oficiales Mexicanas aplicables y deben establecer en la Memoria Descriptiva los criterios, normas y especificaciones considerados en su diseño.

Los sistemas de aire acondicionado proveerán aire a una temperatura de $24^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ} \text{C}$, medida en bulbo seco, y una humedad relativa de $50\% \pm 5\%$. Los sistemas tendrán filtros mecánicos para tener una adecuada limpieza del aire. Las circulaciones horizontales se podrán ventilar a través de otros locales o áreas exteriores, a razón de un cambio de volumen de aire por hora.

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE
ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO. PARA EL
DISEÑO Y EJECUCIÓN DE OBRAS E INSTALACIONES HIDRÁULICAS.**

TÍTULO III.

CAPITULO I. GENERALIDADES.

1. INTRODUCCIÓN

En el Municipio de Celaya se requiere continua y permanentemente construir numerosas obras de infraestructura hidráulica, así como edificaciones para vivienda, oficinas, industria, comercio, servicios hospitalarios y otros servicios. Tanto estas obras como las instalaciones correspondientes deben cumplir requisitos básicos de ingeniería para su buen funcionamiento, seguridad estructural, relaciones con el medio ambiente, duración y economía, según lo establece el Reglamento de Ordenamiento Territorial para el Municipio de Celaya promulgado por el Gobierno de esta entidad federativa.

2. OBJETIVO

Con estas Normas se pretende fijar los requisitos mínimos de ingeniería para el diseño y ejecución de las obras e instalaciones hidráulicas de infraestructura y edificación en el Municipio de Calaya, a fin de asegurar su buen funcionamiento hidráulico y su seguridad estructural, así como establecer recomendaciones en cuanto a los métodos y procedimientos de diseño y construcción, sugerir valores de los parámetros que intervienen en el diseño y proporcionar al diseñador y al constructor o instalador bases que faciliten su trabajo de ingeniería dentro de la práctica recomendada internacionalmente.

3. CAMPO DE APLICACIÓN

Estas Normas se aplicarán en todos los trabajos de diseño y ejecución de obras e instalaciones hidráulicas que realicen o pretendan realizar el Gobierno y los particulares, dentro del Municipio de Celaya, así como en aquéllos que se realicen en otras entidades federativas de los Estados Unidos Mexicanos que tengan por objeto dotar al Distrito de servicios de abastecimiento de agua o de drenaje y saneamiento o bien que, por cualquier causa, sean financiados o dirigidos, total o parcialmente, por el Gobierno del Municipio de Celaya.

4. TERMINOLOGÍA

A fin de aclarar al no especialista, y evitar posibles confusiones en el significado con que se utilizan algunos de los términos que se emplean en estas Normas, a continuación se proporciona una lista de los más usuales, junto con la explicación respectiva:

Ademe.- Estructura que se instala en zonas excavadas a fin de contrarrestar el empuje horizontal de la tierra que tiende a cerrar los espacios excavados, produciendo derrumbes sobre los mismos.

Agua potable.- Agua que cumple con las características físicas de color, olor y sabor, así como de contenido de minerales y materia biológica, para consumo humano.

Aguas negras.- Agua de desecho producida por el consumo humano.

Aguas residuales.- Agua de desecho producto de las actividades industriales.

Altura de precipitación.- Cantidad de agua producto de la lluvia, refiriéndose a la altura de la lámina de agua que se acumula en una superficie horizontal.

Aportación.- Cantidad de agua, negra y residual, que se vierte a los sistemas de alcantarillado.

Avenida.- Crecida impetuosa de un río, generalmente debida a la lluvia o al deshielo.

Avenida de diseño.- Avenida que sirve como parámetro para el diseño de obras hidráulicas sobre el cauce de los ríos, basada en consideraciones de carácter técnico, de probabilidad de ocurrencia y de riesgo de daños.

Bordo.- Estructura, generalmente de tierra, construida alrededor de una superficie de terreno para formar lagunas artificiales, o colocada a los lados de un cauce para aumentar su capacidad y evitar su desbordamiento.

Bordo libre.- Tolerancia de altura que se deja en la parte alta de las estructuras hidráulicas para evitar el derramamiento del agua almacenada o circulante en ellas.

Canal.- Estructura abierta al aire libre, natural o artificial, que sirve para la conducción o desalojo del agua.

Capacidad de almacenamiento.- En las presas, es la cantidad de agua que pueden contener entre las elevaciones correspondientes a los niveles mínimo y máximo de operación.

Capacidad de regulación.- Volumen suficiente en un tanque o embalse para almacenar el agua que llega de una fuente, a régimen constante, y poder satisfacer las demandas del líquido, variables, a lo largo del día, o para retener temporalmente el agua de una avenida con objeto de reducir el gasto aguas abajo de la estructura.

Cárcamo.- Depósito excavado en el suelo para captar escurrimientos que después serán bombeados.

Cimacio.- Geometría específica de una estructura vertedora, apegada a la forma de la descarga de un vertedor de pared delgada. Estructura con esa forma.

Cisterna.- Tanque para almacenamiento de agua potable construido bajo el nivel del suelo.

Coefficiente de escurrimiento.- Cociente del volumen o gasto de agua que escurre entre el volumen o gasto de agua que llueve, en una superficie determinada.

Coefficiente de variación diaria.- Coeficiente que representa el incremento en la demanda de agua potable en el día de mayor consumo a lo largo del año, en relación con la demanda media anual.

Coefficiente de variación horaria.- Coeficiente que representa el incremento en la demanda de agua potable en la hora de mayor consumo a lo largo del día, en relación con la demanda media del día.

Coefficiente de variación instantánea.- Coeficiente para determinar el escurrimiento máximo que se puede presentar en un instante dado en una red de alcantarillado.

Compuerta.- Barrera móvil utilizada en presas y canales para regular el paso del agua a través de una sección dada.

Conducto a presión.- Conducto cerrado que lleva el agua a una presión mayor que la atmosférica, generada por carga hidráulica o de bombeo.

Conducto cerrado.- Tubo o túnel por el que circula el agua. Puede funcionar a superficie libre o a presión.

Corona.- Parte superior de la cortina, cuando sea posible y conveniente, se utilizará como tramo de un camino.

Cortina.- Estructura de una presa que cierra el paso al agua de la corriente para provocar su almacenamiento.

Cresta.- Punto más alto de un vertedor.

Cuenca.- Extensión de terreno delimitada por el lugar geométrico de los puntos más altos del mismo (“parteaguas”), que define la zona de captación de las aguas pluviales.

Dentellón.- Excavación de sección trapezoidal que se rellena con concreto y se liga a las estructuras para fijarlas al suelo y evitar desplazamientos horizontales o aumentar la longitud del paso de las filtraciones.

Desagüe.- Estructura de una presa que permite la salida de agua del vaso para vaciar el embalse en forma programada.

Dique.- Estructura de tierra, concreto o mampostería que se construye en los puertos geográficos para evitar fugas del embalse de una presa y aumentar así su capacidad.

Dotación.- En agua potable, es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios municipales, industriales y comerciales y las pérdidas físicas en el sistema, en un día medio anual.

Drenaje combinado.- Red de alcantarillado por la que se desalojan simultáneamente las aguas negras y residuales y las pluviales.

Drenaje separado.- Red de alcantarillado diseñado para desalojar exclusivamente las aguas negras y residuales o las aguas pluviales.

Embalse.- Retención artificial de las aguas de un río, mediante la construcción de una presa, para su utilización en diferentes fines.

Empuje.- Fuerza debida a la acción del agua o de materiales sueltos que actúa sobre las superficies de las estructuras de retención.

Estructura desarenadora.- Estructura de una presa que tiene por objeto retener los materiales de acarreo tanto de fondo como de suspensión para evitar que entren a la obra de toma.

Estructuras de mampostería.- Estructuras construidas a base de pedacería de roca o de ladrillo, juntada con un elemento aglutinante como mortero de cemento y arena.

Estructuras de roca.- Estructuras que se construyen a base de rocas, de diferentes tamaños, colocadas y acomodadas sin aglutinante.

Floculación.- En las plantas de tratamiento y potabilización de agua, etapa en la que el agua se mezcla con compuestos químicos para que se formen grumos con los sólidos suspendidos, suficientemente grandes para que se precipiten y puedan ser apartados.

Gasto.- Volumen de agua que pasa por una sección en una unidad de tiempo.

Gasto de diseño.- El que se prevé que circulará en condiciones críticas en un sistema, conducto o estructura, y con base en el cual se realiza el diseño de éste.

Gasto máximo diario.- Cantidad de agua potable que se debe surtir el día de mayor consumo a lo largo del año.

Gasto máximo extraordinario.- Para el drenaje, caudal de agua de desecho que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como por ejemplo bajadas de aguas pluviales de las azoteas. Para un río, gasto de pico de una avenida extraordinaria.

Gasto máximo horario.- Cantidad de agua potable que se debe surtir a la hora de mayor consumo a lo largo del día de mayor consumo.

Gasto máximo instantáneo.- Valor máximo del escurrimiento que se puede presentar en un momento dado en algún sistema, cauce o conducto.

Gasto medio diario.- Cantidad de agua potable requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

Golpe de ariete.- Fenómeno transitorio que se presenta en los conductos a presión ante un cierre abrupto de válvulas, presentándose aumentos y reducciones bruscas de presión en el agua que pueden llevar a la falla del sistema.

Hidrograma.- Representación gráfica que describe el comportamiento del agua, con respecto al tiempo, al entrar o salir de algún almacenamiento.

Instalaciones hidráulicas.- En las edificaciones, es el conjunto de tuberías y muebles que distribuyen el agua potable.

Instalaciones sanitarias.- En las edificaciones, es el conjunto de tuberías y muebles que desalojan el agua de desecho del consumo humano.

Intensidad de precipitación.- Cantidad de agua que llueve, medida en altura de precipitación, en una unidad de tiempo.

Laguna de estabilización.- Depósito para tratamiento primario de aguas residuales en donde el agua se deja reposar para su sedimentación para posteriormente pasarla a otro sistema o descargarla al medio ambiente.

Laguna de regulación.- Almacenamiento superficial cuya función es retener el agua proveniente de lluvias excesivas para después dejarla salir paulatinamente y no afectar los sistemas de alcantarillado.

Lámina de riego.- Cantidad de agua adicional al agua proporcionada por la lluvia, que requieren los cultivos para su desarrollo, medida en altura de agua.

Ley de demandas.- Relación de la variación de la demanda de agua en un período determinado.

Licuación.- Fenómeno que se da en suelos con alto contenido de agua cuando, debido a cambios de presión, se pierde su estructura y se comporta como un fluido.

Lumbrera.- Excavación vertical por la que se puede tener acceso a instalaciones o estructuras subterráneas.

Obra de desvío.- Conjunto de obras que sirven para desviar los escurrimientos del río durante la construcción de la presa.

Obra de excedencias.- Estructura que permite la salida de los excedentes de agua en el vaso de almacenamiento restituyéndola al río sin peligro de daños para la presa ni para las poblaciones de aguas abajo.

Obra de excedencias controlada.- Tipo de vertedor en que el escurrimiento se controla mediante dispositivos que se pueden abrir o cerrar a voluntad.

Obra de toma.- Estructura que permite enviar a voluntad el agua del embalse hacia canales de riego, conducciones para abastecimiento a plantas generadoras de energía eléctrica o potabilizadoras.

Nivel de aguas mínimo NAMín.- En las presas, es el nivel que se estima alcanzarán los azolves que se espera lleguen al vaso durante la vida útil de la presa.

Período de diseño.- Tiempo en el que se estima que las estructuras alcanzarán su máxima capacidad de uso prevista; "vida útil" de diseño.

Período de retorno.- Término que se refiere al recíproco de la probabilidad de que un evento sea igualado o superado en un año cualquiera.

Plan de cultivos.- Programa de los cultivos a realizarse en una zona determinada basado en estudios económico - agrológicos.

Población.- Conjunto de los habitantes de un país, región o ciudad.

Población de diseño.- Población que se estima para un período de diseño determinado, con base en la cual se realizarán los diseños.

Potabilización de agua.- Procedimiento por medio del cual se logra que el agua obtenga las características necesarias para el consumo humano.

Pozo de absorción.- Excavación en la que se retiene el agua de lluvia para que se infiltre lentamente al subsuelo.

Pozo a cielo abierto.- Excavación de dimensiones suficientes para que un técnico pueda bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo.

Precipitación.- Caída del agua atmosférica, en forma de lluvia.

Presa.- Estructura o conjunto de estructuras que se construyen sobre un río con objeto de regular su caudal o embalsar el agua para aprovecharla en distintos fines

Presión.- Cociente de la fuerza aplicada a una superficie entre el área de ella.

Presión de poro.- En el suelo o estructuras térreas, es la presión actuante debida al agua.

Sifón invertido.- Conducto cerrado que se construye en drenes o canales para vencer obstáculos como ríos, caminos, barrancas, líneas de ferrocarril, etc.

Simulación del funcionamiento de vaso.- Análisis hidráulico del comportamiento del embalse basado en: las entradas de agua al vaso según los registros de lluvias y/o escurrimientos existentes, una ley de demandas según el uso al que se destine el agua de la presa, la evaporación del embalse y la ley de excedentes al rebasar el NAMO.

Subpresión.- Presión hidrostática interna o presión actuante en las cimentaciones debida a la altura del embalse. También se llama así al empuje resultante.

Tajo.- Corte profundo que se hace en el terreno para permitir el paso del agua de un lado a otro de una elevación. En la construcción de las presas, se usa como obra de desvío del cauce principal del río.

Tanque.- Depósito para almacenar fluidos.

Tanque amortiguador.- es un canal de longitud corta para disipación de energía, está revestido de concreto y colocado al pie de un vertedor o de cualquier otra estructura que descargue a régimen supercrítico.

Tanque de tormentas.- Tanque que se dispone para captar el agua de lluvia para después desalojarla lentamente al sistema de alcantarillado.

Tiempo de concentración.- Tiempo que tarda el escurrimiento de una gota de agua desde el punto más alejado de la zona de estudio hasta el punto considerado de una red de alcantarillado u otra estructura o sistema.

Tiempo de ingreso.- El que tarda en entrar el agua producto de la lluvia a las coladeras.

Torre de oscilación.- Estructura alta, abierta a la atmósfera, que se construye en las conducciones a presión para evitar los efectos nocivos de fenómenos como el golpe de ariete.

Trampa para grasas.- Caja de concreto con una geometría particular que se construye antes de la descarga a la red de alcantarillado para retener grasas y evitar el ingreso de éstas a la red.

Tránsito de avenidas (análisis o simulación del).- Método con el cual se simula el paso de las aguas a través del vaso de una presa o a lo largo de un cauce.

Tratamiento de agua.- Conjunto de procedimientos por medio de los cuales se mejora, en diferentes grados, la calidad de las aguas negras o residuales.

Tubería.- Conducto fabricado de diferentes materiales, generalmente de sección circular; puede trabajar a presión o como canal.

Tubificación.- Fenómeno que se da en estratos de suelos finos en los que empiezan a formarse pequeños tubos debido a las fuerzas de filtración del agua que circula por ellos.

Túnel.- Estructura excavada en el terreno, de sección cerrada, por la que se puede conducir agua, o alojar un camino, ferrocarril u otro conducto.

Uso consuntivo.- Cantidad de agua que requieren las plantas para su desarrollo, más la cantidad que se evapora del terreno que las rodea y la infiltración profunda.

Vaso.- Depósito natural formado por la configuración topográfica de un sitio; generalmente, el término se refiere al que se forma al cerrar el paso a un río por medio de una presa.

Vertedor de canal lateral.- Vertedor de cresta recta en el cual el canal colector al que descarga es sensiblemente paralelo a la cresta.

Vida útil.- Tiempo esperado en que la obra sirva para los propósitos de diseño sin tener que erogarse gastos de mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso.

Volumen de escurrimiento.- Cantidad total de agua que escurre sobre una superficie determinada.

5. SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

Dada la amplitud de los temas tratados, y con objeto de no hacer una relación de símbolos demasiado extensa, que sería más confusa que útil, los símbolos y abreviaturas que lo requieran se explican en cada ocasión en la que aparecen.

6. UNIDADES

La Ley Federal sobre Metrología y Normalización estipula, en su artículo 5, que el Sistema General de Unidades de Medida es el único legal y de uso obligatorio, y que éste se integra con las unidades básicas del Sistema Internacional de Unidades, así como con las suplementarias, derivadas, múltiplos y submúltiplos de todas ellas que apruebe la Conferencia General de Pesas y Medidas y se prevean en Normas Oficiales Mexicanas, y se integra también con las no comprendidas en el Sistema Internacional que acepte el mencionado organismo y se incluyan en dichos ordenamientos.

Sin perjuicio de lo anterior, en estas Normas se utilizan las unidades acostumbradas por la práctica de la ingeniería mexicana, para facilitar su uso y aplicación. Las equivalencias de estas unidades con aquellas del Sistema Internacional son ampliamente conocidas, por lo que no se consideró necesario publicarlas aquí.

CAPITULO II. NORMAS DE DISEÑO PARA EL BUEN FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO.

1. DATOS DE PROYECTO

Los datos de proyecto para la ejecución de una obra hidráulica, generalmente se extraen del cúmulo de estudios previos que deben realizarse durante su planeación. También es de considerar que cuanto mayor sea la importancia del proyecto, mayor son en número y más profundamente se realizan los estudios, incluso, pueden llegar a efectuarse en diferentes épocas del año y bajo circunstancias específicas, siendo a veces repetitivos para fines de comparación y aclaración.

Sin pretender abundar en cuales son los datos de proyecto indispensables para la realización de una obra hidráulica, podemos decir que serán todos aquellos aspectos físicos, químicos, climáticos e hidrológicos que conforman una cuenca y sus escurrimientos, superficiales y subterráneos, así como los aspectos socioeconómicos de sus asentamientos humanos, incluida la industria, la agricultura, la ganadería y la recreación, la ecología y sus ramificaciones, que inciden o tendrán relación con las obras hidráulicas que se planean.

Como puede apreciarse, es una cantidad considerable de información la que se relaciona con un proyecto de obras hidráulicas.

1.1 Capacidad de almacenamiento y de regulación de vasos y de tanques

La capacidad de un Vaso o de un Tanque debe determinarse principalmente en función del uso que se le quiera asignar al mismo, a saber:

Uso de los Vasos	Uso de los Tanques
1.- Almacenamiento	1.- Almacenamiento
2.- Control de avenidas	2.- Regulación de gastos
3.- Retención de azolves	
4.- Recarga de acuíferos	

En cualquier caso, el conocimiento del régimen o hidrograma de entradas y del régimen o hidrograma de salidas, así como las diferencias aritméticas entre ambos, deberá tenerse específicamente bien definida. Si no fuera así, se deberá suponer alguna de estas leyes, o las dos, según sea el caso, con el fin de poder realizar un análisis simulado del funcionamiento del vaso, y/o del tanque, durante, por lo menos, un año completo (52 semanas mínimo).

Se entenderá por hidrograma a la gráfica del volumen de agua a través de un lapso de tiempo predeterminado.

No hay que olvidar que en los vasos deberán tomarse muy en cuenta los volúmenes de evaporación, mismos que se determinarán con mediciones directas en la cuenca. También se tomará en consideración el concepto de que el volumen que entra menos el volumen que sale, deja un volumen almacenado o regulado, en términos generales.

$$V \text{ alm.} = V \text{ ent} - V \text{ sal.}$$

Inmediatamente después se determinará cada una de las fallas o deficiencias de abastecimiento en el caso 1; o los posibles derrames en el caso 2. Los casos 3 y 4 se analizarán posteriormente.

Como quiera que sea, se tendrá que determinar un volumen necesario o inicial, para no tener más del 2% de fallas, deficiencias o errores (1 semana) en la simulación del funcionamiento del vaso, en todos los casos correspondientemente estudiados.

Se determinará después la suma total de los volúmenes acumulados, que serán la suma de las diferencias de los volúmenes de entrada menos los de salida, a través de un tiempo determinado.

Conocido dicho volumen total acumulado, se definirá el volumen medio mensual del año, dividiendo la suma de los volúmenes acumulados entre 12 meses. A partir de este valor, se calculará el volumen medio trimestral (multiplicando por 3), siendo este último, el que servirá como básico para el cálculo de la capacidad de almacenamiento.

Si el volumen trimestral así determinado y multiplicado por el coeficiente 1.2, se puede confinar dentro de un área de 0.1 ha de la cuenca del río, con una cortina de 35 m de altura total como máximo y considerando uno o más anchos modulados, de 100 m. o fracción cada uno, en la corona de la cortina, el embalse se considerará aceptable. En caso contrario se buscará otra alternativa en otro lugar de la corriente, de tal suerte que geológicamente sea factible la construcción de la cortina

Se procurarán embalses que no pongan en peligro las viviendas o industrias aledañas, por lo que se limitarán a una capacidad máxima de 1.50 millones de m³ por cada módulo de corona, con una altura de 35 m de cortina.

Cuando se esté diseñando una laguna de regulación, esta capacidad podría ser mayor, si se cuenta con mayores superficies planas y bordos de entre 1.5 y 3.0 m de altura, siempre y cuando se trate de captar aguas de drenaje combinadas. Las aguas industriales exclusivamente o con productos químicos peligrosos, no se almacenarán a cielo abierto, de preferencia se utilizarán tanques cerrados o depósitos subterráneos para dicho fin, cuidando los aspectos de impermeabilidad de los muros y del fondo principalmente.

Tratándose de tanques, el volumen trimestral se multiplicará por 1.3, aceptándose si el resultado queda comprendido entre 10 mil y hasta 50 mil m³, que ese ha sido el mayor tamaño utilizado en la actualidad para los supertanques.

Para el caso 3 de los vasos, retención de azolves, deberá llevarse a cabo la medición directa de los azolves arrastrados en el agua, todo un trimestre durante la época lluviosa (junio a agosto), determinando, de acuerdo a la vida útil del vaso (50 años como mínimo), la capacidad total necesaria de azolves.

En estos casos, se deberá considerar que la cortina servirá para contener, hasta su corona, el volumen establecido, no dejando ningún bordo libre.

Los cálculos estructurales y de estabilidad, fundamentales en estos casos, se normarán con el reglamento de las construcciones del Municipio de Celaya. Y sus normas complementarias, así como con la práctica de la mecánica de suelos o geotécnica.

Los aspectos constructivos serán motivo de otro apartado en la presente norma, pero no dejaremos de mencionar aquí, la importancia de la impermeabilidad de las estructuras que confinen aguas residuales, tanto como para no contaminar el suelo adjunto, como para no permitir filtraciones hacia el interior de las mismas.

En el caso 4, recarga de acuíferos, el volumen puede no ser tan fundamental, pues la recarga puede hacerse al cabo de varios ciclos de llenado y durante un tiempo relativamente grande. Esto significa que pueden construirse embalses con materiales más baratos, como piedra braza por ejemplo, cuando la capacidad resulte menor a 3000 m³.

Sin embargo, en estos casos, se deberá diseñar la infiltración del agua al terreno, a través de pozos específicamente proyectados y construidos, de acuerdo a los resultados directos de las mediciones respectivas de campo.

1.2 Gastos de diseño de conductos cerrados, canales y estructuras

1.2.1 Sistemas para agua potable.

A) Periodo de diseño

Se fijará en función de la población y de acuerdo con el estudio de factibilidad técnica y económica correspondiente. Sin embargo dicho periodo no deberá ser menor a los presentados en la tabla 1-1 (Ref. 2).

TABLA 1-1.- Periodos de diseño

Población (habitantes)	Periodo de diseño
menos de 4,000	5 años
De 4,000 a 15,000	10 años
De 15,000 a 70,000	15 años
Más de 70,000	20 años

B) Población de diseño

Para su cálculo, se utilizarán métodos establecidos, tales como el aritmético, geométrico o logístico (Ref. 2). En todos los casos deberán representarse gráficamente los resultados obtenidos y seleccionar la población en función de la historia demográfica de los tres últimos censos.

C) Dotación de agua potable

Deberá de seleccionarse tomando como base los datos estadísticos que posea la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. En caso de no existir dichos datos podrán tomarse los valores que se presentan en la tabla 1-2.

TABLA 1-2.- Dotación de agua potable

Población de proyecto (habitantes)	Dotación (l/hab/día)
---------------------------------------	-------------------------

De 2,500 a 15,000	100
De 15,000 a 30,000	125
De 30,000 a 70,000	150
De 70,000 a 150,000	200
Mayor a 150,000	250

D) Gastos de diseño

Los diferentes gastos que se utilizan en el diseño de redes de abastecimiento de agua potable, gasto medio diario, gasto máximo diario y gasto máximo horario, deberán tomarse de datos estadísticos de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. En caso de no existir la información antes mencionada, los gastos de diseño se calcularán de la siguiente forma:

- Gasto medio diario anual. Expresado en l/s y se calculará con la expresión:

$$Q_m = \frac{D \times P}{86,400}$$

Donde:

Qm Gasto medio diario anual, en l/s
D Dotación, en l/hab/día
P Población, en hab.

- Gasto máximo diario. Se calculará afectando al gasto medio diario anual por un coeficiente de variación diaria de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Q_{MD} = Q_m \times C_{VD}$$

Donde:

QMD Gasto máximo diario, en l/s.
Qm Gasto medio diario anual, en l/s
CVD Coeficiente de variación diaria

- Gasto máximo horario. Se calculará afectando al gasto máximo diario por un coeficiente de variación horaria de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Q_{MH} = Q_{MD} \times C_{VH}$$

Donde:

QMH Gasto máximo horario, en l/s.
QMD Gasto máximo diario, en l/s.
CVH Coeficiente de variación horaria

Los coeficientes de variación diaria y horaria, se tomarán igual a 1.2 y 1.5 respectivamente.

Los gastos de diseño para los diferentes componentes del sistema de abastecimiento de agua potable serán los que se muestran en la tabla 1-3 (Ref. 2).

TABLA 1-3.- Gastos de diseño

Componente	Gasto de diseño (lt/s)
Fuente y obra de captación	Q_{MD}
Conducción	Q_{MD}
Potabilizadora	Q_{MD}
Tanque de regularización	Q_{MD}
Conducción para alimentación a la red	Q_{MD}
Red de distribución	Q_{MH}

1.2.2 Sistemas de alcantarillado sanitario

A) Periodo de diseño

Se determinará como se dispuso en el caso de agua potable de acuerdo con el inciso 1.2.1-A de estas normas.

B) Población de diseño

Se calculará como se estableció en el inciso 1.2.1-B de estas normas.

C) Aportación de aguas negras

- En zonas urbanas. Deberá basarse en datos estadísticos de la Dirección General de Construcción y Operación hidráulica. En caso de no contar con dichos datos, las aportaciones se tomarán del 70% al 80% de la dotación de agua potable. El porcentaje se definirá proporcionalmente al nivel socioeconómico de la zona.
- En áreas industriales. Se tomará la aportación de ellas considerando la posibilidad de regular, tratar y reusar sus caudales dentro de las propias industrias, antes de hacer las descargas a la red. En caso de no contar con información para hacer las consideraciones citadas, las aportaciones se tomarán como se especificó en el inciso anterior.

D) Gastos de diseño

Los diferentes gastos que se utilizan en el diseño de redes de alcantarillado sanitario, medio diario, mínimo y máximo instantáneo, deberán tomarse de datos estadísticos de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica. En caso de no existir dicha información estos gastos se calcularán de la siguiente forma:

- Gasto medio diario. Expresado en l/s, incluye usos domésticos, comerciales e industriales, se calculará con la expresión:

$$Q_m = \frac{A \times P}{86,400}$$

Donde:

Qm Gasto medio diario anual, en l/s.
 A Aportación, en l/hab/día
 P Población, en hab.

- Gasto mínimo. Se tomará como la mitad del Gasto medio diario, pero no deberá ser menor de 1.5 l/s en zonas donde los excusados sean de 16 l o 1.0 l/s en zonas donde los excusados sean de 6 l.
- Gasto máximo instantáneo. Se calculará afectando al gasto medio diario por un coeficiente de variación "M", de la siguiente forma:

$$Q_{MI} = Q_m \times M$$

Donde:

QMI Gasto máximo instantáneo, en l/s.
 Qm Gasto medio diario anual, en l/s.
 M Coeficiente de variación instantánea.

Los valores del coeficiente M, se presentan en la tabla 1-4.

TABLA 1-4.- Coeficiente de variación "M".

Población (P) (habitantes)	M
P<1,000	3.8
1,000<P<63,450	$1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$ P en miles de habitantes
P>63,450	2.17

- Gasto máximo extraordinario. Se calculará en función del gasto máximo instantáneo de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Q_{ME} = 1.5 \times Q_{MI}$$

Donde:

QME Gasto máximo extraordinario, en l/s.

QMI Gasto máximo instantáneo, en l/s.

Con el gasto máximo extraordinario se llevará a cabo el diseño de las conducciones.

1.2.3 Sistemas de alcantarillado pluvial.

A) Gasto de diseño

El cálculo del gasto pluvial de diseño se hará mediante el método de la fórmula racional, como se indica a continuación.

$$Q_p = 2.778CIA$$

Donde:

Qp Gasto pluvial, en l/s

A Área de captación, en hectáreas.

C Coeficiente de escurrimiento, adimensional

I Intensidad de precipitación, en mm/hr

B) Coeficiente de escurrimiento.

Se obtiene como un valor ponderado de los coeficientes específicos de escurrimiento de las diversas superficies de contacto del agua de lluvia. Los valores más comunes se podrán consultar en la tabla 1-5.

TABLA 1-5.- Coeficientes de escurrimiento.

TIPO DEL ÁREA DRENADA	C	
	MÍN	MÁX
ZONAS COMERCIALES		
Zona comercial	0.75	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares espaciados	0.40	0.50
Multifamiliares compactos	0.60	0.75

Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril	0.20	0.40
Zonas suburbanas	0.10	0.30
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinados	0.70	0.85
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
PRADERAS		
Suelos arenosos planos (Pendientes 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes Medias (0.02 - 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

C) Intensidad de precipitación

Deberá obtenerse de la estación climatológica con pluviógrafo, más próxima a la zona donde se ubique la obra, con base en el periodo de retorno y la duración establecidos. En caso de no existir dicha estación, la intensidad de lluvia se podrá calcular a partir de la siguiente expresión:

$$I = \frac{60h_p}{tc}$$

Donde:

I Intensidad de precipitación, en mm/hr

h_p Altura de precipitación media para un periodo de retorno T_r y una duración d , en mm.

tc Tiempo de concentración, en min.

El periodo de retorno y la duración de la tormenta se determinarán de acuerdo a la zona donde se ubique el proyecto (Ref. 25).

Para la determinación de la altura de precipitación base, se deberán consultar las tablas correspondientes (Ref. 25), de acuerdo con el periodo de retorno y la duración de la tormenta establecidos.

D) Tiempo de concentración

Se calculará con la siguiente expresión.

$$tc = 0.0207 \frac{L^{1.155}}{H^{0.385}}$$

Donde:

tc Tiempo de concentración, en min.

L Longitud desde el punto más alejado del punto de captación, en metros.

H Desnivel entre el punto más alejado y el punto de captación, en metros.

1.2.4 Gastos de diseño para revisión y corrección de cauces naturales.

El gasto de diseño para revisión y corrección de cauces naturales, deberá ser obtenido de un estudio hidrológico integral con base en datos hidrométricos y pluviométricos para la cuenca de aportación. Dicho gasto se obtendrá a partir del cálculo de la avenida máxima probable, véase 1.1.1, para los periodos de retorno de la tabla 1-6.

TABLA 1-6.- Periodos de retorno para corrección de cauces naturales.

Periodo de retorno	Aplicación
5 años	Cauces en zonas agrícolas sin infraestructura afectable.
10 años	Cauces en zonas agrícolas con

	infraestructura afectable.
50 años	Cauces dentro de poblaciones con menos de 10,000 habitantes.
100 años	Cauces dentro de poblaciones con más de 10,000 habitantes.

1.2.5 Gastos de diseño en conducciones para agua de riego.

A) Plan de cultivos

En primer lugar, se deberá elaborar un plan de cultivos basado en un estudio económico - agrológico de la zona.

B) Gastos de diseño

La determinación de láminas de riego, demandas de agua y gastos de diseño de las conducciones con base en coeficientes unitarios de riego, se harán siguiendo los lineamientos establecidos por la CNA.

2. DISEÑO GEOMÉTRICO E HIDRÁULICO

2.1 Presas y sus estructuras

2.1.1 Alcance

En esta sección se presentan las disposiciones para diseñar el conjunto de estructuras de una presa desde el punto de vista hidráulico y geométrico. Se dan aclaraciones para estructuras especiales.

2.1.2 Cortina o presa propiamente dicha

A) Trazo en planta

La ubicación en planta de la cortina, debe estar basada en estudios geológicos y topográficos. Hasta donde sea posible, se debe buscar regularidad para el trazo en planta.

B) Corona

Cuando sea posible y conveniente, la corona se utilizará como camino. El ancho de la corona será como mínimo el mayor de los siguientes:

- 1.50 m para presas de concreto o mampostería de hasta 30 m de altura, y 4.00 m para presas de materiales sueltos (tierra y/o materiales pétreos) de hasta 20 m de altura.
- $0.05h$ para presas de concreto de 30 a 80 m de altura, y $0.10h + 2$ para presas de materiales sueltos de 20 a 40 m de altura.
- 4.00 m para presas de concreto de más de 80 m, y 10.00 m para presas de materiales sueltos de más de 40 m de altura.
- En su caso, el necesario para el camino y acotamientos (Véase las Normas correspondientes).

Para el caso de las presas de tierra, se le debe dar una contraflecha longitudinal a la corona igual al valor obtenido del análisis de asentamientos de las diversas capas con los diferentes materiales. Cuando la cimentación es relativamente incompresible y no se dispone de mayor información, la contraflecha será igual al 1% de la altura de la cortina.

Para presas de materiales graduados, a la corona se le dará un bombeo transversal mínimo de 8 cm para tener un buen drenaje superficial.

En el caso de las presas de concreto, la corona debe disponer de tubos de drenaje.

C) Capacidad y funcionamiento de vaso.

La altura total de una presa medida en el plano vertical del eje de la misma, es la distancia desde su corona hasta su cimentación excluyendo la pantalla y el tapete de inyecciones. La altura de la presa está totalmente ligada a la capacidad del embalse.

La capacidad del embalse deberá ser la necesaria para cumplir con las limitantes especificadas por la Comisión Nacional del Agua en relación con el funcionamiento de vaso.

La simulación del funcionamiento de vaso implica sumar todas las entradas y salidas del embalse, se incluyen escurrimientos, demandas, evaporación y excedencias.

Se deberá iniciar la simulación con el nivel del agua al nivel medio entre el NAMín y el NAMO. Debe hacerse con incrementos de tiempo Δt que tengan como unidad el mes.

D) Bordo libre.

Cuando la Dirección no solicite un cálculo detallado, se puede utilizar un bordo libre de:

- 0.50 m para presas de concreto o mampostería de hasta 30 m de altura, y 1.00 m para presas de materiales sueltos (tierra y/o materiales pétreos) de hasta 20 m de altura.
- 1.00 m para presas de concreto de 30 a 80 m de altura, y 1.50 m para presas de materiales sueltos de más de 20 m de altura.
- 1.50 m para presas de concreto de más de 80 m.

Cuando la Dirección solicite un cálculo detallado del bordo libre, se incluirá la sobreelevación del agua por efecto del viento la cual incluye la marea por viento y la altura de ola, la altura de rodamiento de las olas sobre el talud del paramento de la cortina y, una altura adicional de seguridad que deberá estar entre 0.50 y 1.00 m.

2.1.3 Obra de desvío.

Hasta donde sea posible y conveniente, se deben aprovechar las estructuras de desvío en obras definitivas como obra de toma, obra de excedencias o desagüe.

La construcción del desvío se debe realizar en época de estiaje. El desvío se debe hacer por medio de conductos y/o canales a cielo abierto (tajos).

El ancho de la corona de las ataguías de aguas abajo y aguas arriba, se dimensionará de acuerdo con la sección 2.1.2 de estas Normas. La elevación de la corona de las dos ataguías, estará en función del tránsito de la avenida de diseño por la obra de desvío.

La simulación consistirá en resolver la ecuación de continuidad de masa en cada intervalo de tiempo según:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t}$$

Donde:

- Vi+1 volumen almacenado en el instante i+1
- Vi volumen almacenado en el instante i
- li Gasto de entrada al vaso en el instante i
- li+1 Gasto de entrada al vaso en el instante i+1
- Oi Gasto de salida de la obra de desvío en el instante i
- Oi+1 Gasto de salida de la obra de desvío en el instante i+1

Se deberá utilizar un Dt de una hora o menor igual a un décimo del tiempo de pico del hidrograma de la avenida de diseño.

Para resolver la ecuación anterior se utilizarán los métodos presentados en la sección 2.1.5.

A) Canal o tajo de desvío

El tajo o canal se alojará al pie de una de las laderas del cauce, de preferencia en la margen en donde se encuentre el escurrimiento más profundo del río.

Se elegirá un eje recto del canal en planta y, tanto la plantilla como el talud, deben quedar en material excavado. Los taludes del canal estarán en función de la calidad de los materiales de la ladera; cuando las características geológicas lo permitan, los taludes se acercarán lo más posible a la vertical.

El perfil de la plantilla del canal quedará definido por la elevación obligada de la plantilla al final de la descarga, misma que coincidirá con la elevación del cauce; la pendiente de la plantilla será definida por el ingeniero proyectista según los siguientes requisitos:

- La elevación de la plantilla en el origen del canal deberá quedar sobre el nivel medio del lecho del río, de acuerdo con la sección transversal del cauce en el sitio.
- La pendiente del canal debe ser menor que la crítica para el gasto máximo de diseño.
- El flujo en el canal debe ser siempre subcrítico.

Se deberá revisar el correcto funcionamiento hidráulico del canal para los diferentes gastos que podrá manejar y en especial para el gasto de diseño. Se aplicarán los factores y ecuaciones presentados en la sección 2.4 de estas Normas. Se define como sección de control a la salida del canal, en dicho punto se presentará el tirante crítico.

La curva de elevaciones contra gastos del canal deberá aparecer en los planos ejecutivos del proyecto.

B) Conducto de desvío

En ningún caso se permitirá que el nivel del agua sobrepase la corona de la ataguía de aguas arriba para el gasto de diseño.

Para el caso de las presas de mampostería y de concreto, se acepta que el desvío de los escurrimientos del río se haga de la siguiente manera:

- Canal o tajo con ataguía aguas arriba y aguas abajo.
- Por medio de desagües de fondo colocados a través del cuerpo de la cortina.
- Permitiendo que el agua pase sobre uno o varios de los monolitos en construcción que se encuentren a niveles convenientes.
- Solución combinada entre desagües de fondo y parte superior de la cortina en su estado de avance.

Para definir la sección más adecuada de los desagües de fondo y el posible aprovechamiento de los monolitos en construcción, se deberá presentar un estudio del tránsito de la avenida de diseño (véase 2.1.5) en conjunto con los rendimientos de construcción.

La ubicación de los túneles será función de la calidad de la roca en las laderas de la boquilla, del tipo de cortina, y del gasto máximo de la avenida de diseño. Se tendrá cuidado de rodear totalmente la zona que ocuparán la cortina y las ataguías. Para el trazo en planta se deberá buscar la menor longitud posible con eje recto. Cuando sea necesario utilizar curvas en el trazo, éstas deben tener un grado de curvatura no mayor que 10° . Los portales de entrada y salida se deben ubicar donde la sección transversal del túnel tenga un techo de, por lo menos, 2 a 2.5 veces su diámetro.

En el caso de requerir obturadores para el control del flujo, éstos se colocarán en el portal de entrada en una estructura adecuada para dicho fin.

La altura o diámetro de la sección transversal de los túneles, no debe ser menor que 2.5 m de diámetro.

Se puede utilizar cualquier tipo de sección transversal para los túneles, preferentemente circular, en portal y herradura.

Para el caso de conductos de desvío como tubos y cajones rectangulares, se deberán localizar en la sección de la cortina donde no interfieran con las otras obras de la presa.

La selección del número de conductos, la sección transversal de los mismos y la altura más conveniente de la ataguía de aguas arriba, deberá realizarse con la evaluación de varias alternativas. La solución más adecuada será aquella cuya suma de costos sea mínima. Véase figura 2-1.

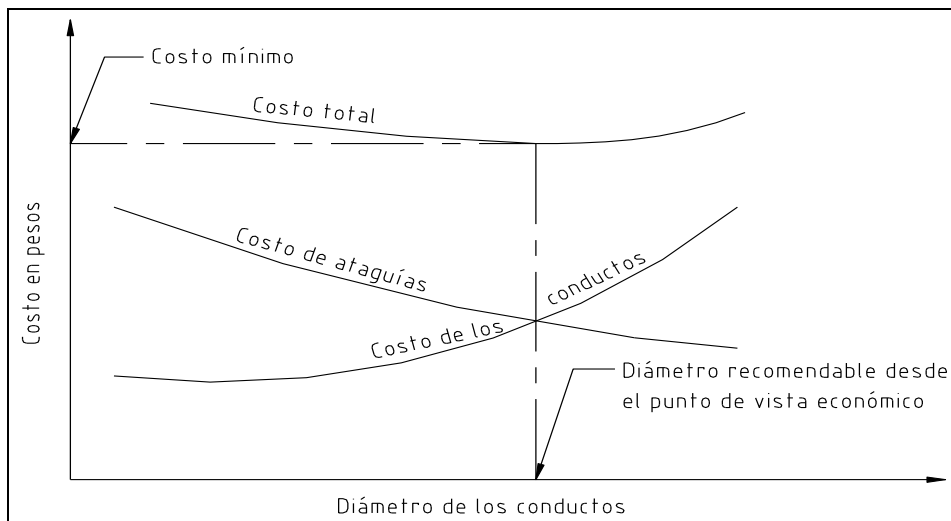


FIGURA 2-1.- Optimización de costos.

Para el caso de presas de materiales pétreos, se deberá evaluar la posibilidad y conveniencia de incorporar las ataguías de aguas abajo y aguas arriba al cuerpo de la cortina.

Se deberá realizar una simulación del funcionamiento hidráulico del conducto para diferentes gastos y el gasto de diseño. De acuerdo a esta simulación, se determinará el número y dimensiones de los conductos de la obra de desvío. Se deberá revisar su funcionamiento como canal para gastos pequeños.

Se considerará que el o los conductos, empiezan a trabajar a presión cuando el nivel del agua en el almacenamiento está por arriba de la clave del conducto a una altura de 0.50 del diámetro de los mismos.

El gasto de diseño de los conductos, deberá quedar dentro del funcionamiento a presión, nunca se permitirá que el gasto de diseño quede dentro de la zona de inestabilidad.

C) Cierre

En el caso del tajo de desvío, una vez terminada la primera etapa de construcción de la cortina, se procederá a cerrarlo y en su caso aprovecharlo.

Se deberá colocar un conducto auxiliar en el cierre del tajo, se ubicará en la ladera opuesta de la boquilla o a través de la cortina y paralelo al eje del canal.

El conducto auxiliar deberá construirse durante el período de la primera etapa de la cortina y deberá ser capaz de conducir los gastos del río durante el estiaje. Para presas de materiales pétreos, en ningún caso se debe permitir que el nivel del agua embalsada rebase la cota de avance de la construcción de la cortina.

Deberá obtenerse la curva de elevaciones contra gastos del conducto auxiliar según la sección 2.1.3 para transitar o simular hidráulicamente la avenida propuesta para el cierre.

Las dimensiones definitivas del conducto auxiliar serán aquellas para las cuales se asegure que en todo momento se dispondrá de un bordo libre adecuado según la sección 2.1.2.

Cuando se tenga una obra de desvío a base de conductos, se deberá colar un tapón de concreto para realizar el cierre definitivo del conducto.

El tapón deberá localizarse en la intersección del eje del conducto con la pantalla de inyecciones de la cortina. Deberá ser de concreto masivo o hueco, siempre y cuando cumpla con resistir el empuje total del agua con nivel al NAME en el embalse, con un factor de seguridad al deslizamiento mayor que 2.

Se deberán dejar tuberías para inyección y retorno de lechada de cemento ahogadas en el tapón.

2.1.4 Obra de toma.

Cuando se justifique plenamente, la obra de toma se localizará a través de la cortina; en otros casos se aceptará su colocación dentro de las trincheras sobre roca sólida, en la cimentación de cortinas de materiales pétreos o en las márgenes del río.

Ya sea en túneles o conductos, la obra de toma deberá tener un alineamiento según una línea recta. Cuando sean necesarios los cambios de dirección, los radios de curvatura no deben ser menores de cinco veces el diámetro de los conductos.

La carga mínima sobre la obra de toma, se medirá del nivel del agua en el embalse al eje del conducto.

Para proyectos de riego, se debe utilizar como carga mínima, la carga que resulte del nivel del agua para una capacidad igual a la de azolves más el 10 % de la capacidad útil.

En el caso de presas para suministro de agua para uso doméstico o municipal, se deberán colocar tomas a diferentes elevaciones de tal manera que puedan operarse cada una mientras las otras se cierran. Cada entrada debe ser capaz de permitir la extracción del gasto de diseño. Para la entrada más baja, la carga mínima se determinará de acuerdo con el párrafo anterior.

Para presas con altura menor o igual que 40 m, la elevación del umbral de la toma será aquella que resulte del 100% de la altura sobre el fondo del vaso al nivel de azolves leído en la curva elevaciones-capacidades. Para presas con altura mayor que 40 m, este porcentaje será del 75%.

En ningún caso se omitirán los mecanismos de operación y de emergencia para regulación del gasto en una obra de toma.

Se deberá revisar el funcionamiento hidráulico de la obra de toma asegurando que pueda proporcionar el gasto de diseño con la carga mínima, se revisará su comportamiento para cargas mayores incluyendo la máxima.

Cuando la obra de toma descargue directamente al río, el agua deberá llevar un régimen subcrítico.

A) Estructura de entrada.

La velocidad del agua a través del área neta de rejillas no debe exceder a 0.60 m/s. Las pérdidas de carga por rejillas serán las que resulten mayores al calcularlas con fórmulas empíricas ó 0.15 m.

Para presas con altura menor que 40 m, la velocidad del agua a través del vano de las compuertas en estructuras de entrada, no debe ser mayor que el valor dado en la siguiente expresión, pero limitada a un rango de 1.5 a 3 m/s:

En el caso de presas con altura mayor que 40 m, cuando se presenten velocidades mayores a 8 m/s a través del vano de las compuertas, se deben colocar dispositivos que permitan la entrada de aire en suficiente cantidad. La

cantidad de aire debe estar comprendida entre 0.07 y 0.60 veces el gasto de agua para números de Froude entre 3 y 16. La velocidad del aire debe estar entre 45 y 90 m/s.

Las pérdidas de carga por entrada a la obra de toma se calcularán en función de la carga de velocidad según la geometría de la entrada.

Se aceptará que los controles del gasto de extracción de la obra de toma se coloquen en: la entrada, una lumbrera, punto intermedio del conducto o túnel y la salida, siempre y cuando la carga de diseño sea calculada como la suma de pérdidas más la carga de velocidad a la salida de la válvula o compuerta de servicio.

B) Transiciones de entrada y salida.

Se deberá colocar una transición cuando se presente un cambio de sección transversal.

Cuando se coloque una transición para pasar de una sección rectangular a una circular o viceversa, la longitud de la transición será tal que sus paredes exteriores formen un ángulo no mayor de 15° con el eje del conducto o conductos.

Las pérdidas de carga por transición se calcularán igual sin importar que la transición sea de entrada o de salida. Cuando escurra el gasto de diseño, las pérdidas serán iguales al 20% de la diferencia de cargas de velocidad de las secciones extremas.

C) Conducto.

La sección transversal de la obra de toma podrá ser circular, de herradura, ovoide, portal o de otra forma si el proyectista lo justifica técnica y económicamente.

Cuando el conducto funcione como canal, el tirante máximo no será mayor al 80 % de la altura interior.

Las pérdidas de carga en el conducto se calcularán con la fórmula de Manning.

Cuando la obra de toma trabaje con las compuertas parcialmente abiertas, los tirantes en el conducto se deben calcular con la ecuación de Bernoulli a partir de las compuertas de servicio, considerando el tirante contraído de 0.6 a 0.8 de la abertura de la compuerta.

D) Codo vertical.

Cuando se utilice como obra de toma un conducto a presión, se podrá utilizar un cambio de dirección por medio de un codo vertical. El codo deberá formar parte del conducto con igual sección transversal y constituyendo un cambio de dirección con ángulo central de 90° .

Las pérdidas generadas por el codo serán iguales a 0.50 de la carga de velocidad para relaciones del radio de curvatura del codo al diámetro igual a 1; cuando ésta relación quede entre 2 y 8, las pérdidas serán 0.25 de la carga de velocidad.

E) Tanque amortiguador.

Cuando se provoque un salto hidráulico, se deberá confinar en un tanque amortiguador. En ningún caso se permitirá que el salto se barra.

Se deberá revisar el funcionamiento hidráulico de la toma bajo diferentes condiciones de gasto y nivel de agua en el vaso para escoger la profundidad y dimensiones del tanque amortiguador.

F) Obra de toma a través de cortinas de concreto.

El diseño hidráulico consiste en sumar las pérdidas en cada una de las partes de que está formada la obra de toma.

En obras de toma con varias tuberías, se aceptará que las rejillas sean individuales o alojadas en una estructura de rejas común. La boca de la entrada a cada tubería deberá ser abocinada.

La elevación de las estructuras de la toma en el lado de aguas abajo de la presa, deberá quedar arriba de los niveles de agua en el río cuando descargue el gasto de diseño la obra de excedencias.

En cortinas de machones, la obra de toma se deberá colocar al centro de uno de los arcos. Las válvulas de emergencia y de servicio se deben colocar aguas abajo del arco a una elevación que cumpla con los requisitos del párrafo anterior.

Si la cortina es de machones de cabeza redonda o de diamante, cada obra de toma se alojará entre dos de ellos. Las rejillas se deberán apoyar en dos de sus cabezas.

La carga hidrostática de diseño a la entrada, será igual a la suma de pérdidas de carga de cada una de las partes de la toma más la carga de velocidad a la salida.

G) Obras de toma en presas derivadoras.

Las presas derivadoras deberán disponer de una estructura de limpieza y un de vertedor de excedencias.

El trazo del canal desarenador deberá propiciar un fácil acceso del agua hacia él, su descarga deberá ser libre aguas abajo de su estructura de salida. El canal se iniciará en la cota apropiada del cauce para lograr el área hidráulica suficiente y que escurra el gasto de diseño de la obra de toma. El alineamiento del canal deberá evitar, en lo posible, la obstrucción del canal por efecto de avenidas de la corriente.

La plantilla del canal desarenador deberá quedar por lo menos 1 m más abajo que la correspondiente a la obra de toma.

Para el caso de una presa derivadora, la elevación de la cresta tiene que ser correspondiente con el nivel mínimo del agua en el río necesario para poder derivar el gasto de diseño de la obra de toma.

En la revisión hidráulica del canal desarenador se deberá partir de un gasto mínimo igual al gasto de diseño de la obra de toma. La velocidad para sedimentación no debe exceder de 0.60 m/s. La velocidad de descarga del canal desarenador debe estar entre 1.50 y 2.50 m/s.

2.1.5 Obra de excedencias.

No se admitirá que las presas de materiales pétreos sirvan de apoyo para la obra de excedencias. Solamente se aceptará que el vertedor esté apoyado en la cortina cuando se trate de presas de concreto y de mampostería. Cuando no sea posible apoyar el vertedor en la cortina, se colocará en una de las laderas de la boquilla o en algún puerto apropiado.

Dentro del trazo de la obra de excedencias se deberá cuidar la regularidad en planta, hasta donde sea posible se evitarán las curvas en supercrítico.

La obra de excedencias deberá diseñarse para el gasto máximo de descarga y se revisará para gastos menores. Se deberá tomar en cuenta el efecto regulador del vaso.

A) Obras de excedencias con descarga libre.

Se deberán colocar muros de encauce con perfil hidrodinámico en los extremos de la cresta vertedora y, en caso de tener pilas intermedias, el perfil de éstas también será hidrodinámico para evitar contracciones laterales.

El canal de acceso deberá permitir que el agua llegue al vertedor en forma tranquila y sin turbulencias.

- Tránsito de la avenida de diseño.

Para transitar la avenida se utiliza la ecuación especificada en 2.1.3.

Se deberá suponer una longitud "L" de cresta del vertedor, para encontrar la longitud óptima se harán varias alternativas hasta optimizar los costos de la presa en su conjunto incluyendo al mismo vertedor.

El gasto máximo que resulte al transitar la avenida de diseño por el vertedor de longitud de cresta óptima será el que se denomina "gasto de diseño del vertedor".

En la solución de la simulación o tránsito se podrán utilizar los métodos semigráfico y numérico (Ref. 23).

- Cimacio del vertedor.

La sección del cimacio deberá tener la forma de un perfil tipo Creager, se evitará el desarrollo de presiones negativas en la cresta.

Cuando se realice el diseño del cimacio como si fuera un vertedor deprimido, se deberá cumplir que:

$$H_{\text{máx}}/H_d < 1.33.$$

El perfil superior del agua en el cimacio se determinará mediante la aplicación de las ecuaciones de la energía y continuidad en su forma bidimensional, o por medio del cálculo de una red de flujo. En este caso se utilizarán experimentos realizados por particulares o instituciones públicas o privadas previa autorización la Dirección.

- Vertedor de cresta recta.

El cimacio deberá ser recto en planta y perpendicular al eje del canal de descarga. El cimacio tendrá la forma de un perfil tipo Creager. El canal de descarga tendrá una pendiente mayor a la crítica, su plantilla inicia al pie del cimacio a la cota necesaria para que el escurrimiento sea libre. En este tipo de vertedores no se permitirá el ahogamiento.

En el caso de ser necesaria una transición entre el cimacio y el canal de descarga, deberá ser gradual y sujeta a:

$$\alpha \leq 12.5^\circ$$
$$\alpha \leq \text{angtan}\left(\frac{1}{3F}\right)$$

en donde F es el número de Froude y α es el ángulo que forman las paredes o taludes de la transición con el eje del canal.

- Vertedor de canal lateral.

Se deberán analizar diferentes alternativas de vertedor para optimizar el volumen de excavación.

El canal colector deberá funcionar en régimen subcrítico, a la salida del mismo se colocará una sección de control y, a partir de este punto, se producirá una rápida en pleno canal de descarga.

La sección transversal del canal colector o lateral será trapezoidal con taludes desde 0.5:1 hasta verticales, según lo permita la calidad de la roca. La sección geométrica del canal lateral quedará definida por: el perfil de la cara de aguas abajo del cimacio hasta la tangencia con el talud aceptado, la pared de enfrente con el talud aceptado hasta el fondo y el ancho de plantilla.

El cálculo hidráulico se realizará de la sección de control hacia aguas arriba, se considerará que en la sección de control se formará el tirante crítico.

La pendiente de la plantilla del canal colector debe ser menor igual a 0.10.

Para obtener el perfil de la superficie libre del agua en el canal colector, se utilizará la ecuación de impulso y cantidad de movimiento.

No se aceptará que la sumergencia en la sección inicial del canal colector sea mayor que el 50% de la carga de diseño.

- Vertedor de abanico.

Las formas geométricas en planta se formarán con semicírculos (Ref. 7 y Ref. 21).

La sumergencia en la cresta no deberá ser mayor que 1/3 de la carga de diseño.

La pendiente de plantilla en el canal de descarga, deberá ser mayor que la crítica.

Dentro del cálculo hidráulico se deberá cumplir con lo siguiente: el régimen de escurrimiento en el canal de acceso deberá ser subcrítico; el cambio del régimen supercrítico a subcrítico se deberá realizar al pie del cimacio; el piso de la transición será horizontal y deberá establecerse una sección de control en una sección intermedia; la pendiente de plantilla será mayor que la crítica a partir de la sección de control.

- Vertedor de pozo o embudo.

El cimacio se trazará sobre una circunferencia. El gasto de descarga se calculará con la siguiente expresión:

$$Q = C_0 (2\pi R_s) H_0^{1.5}$$

Donde R_s es el radio en m medido al nivel de la cresta. El coeficiente de descarga C_0 se obtendrá en función de la relación H_0/R_s y varía de 1.4 a 3.8 (Ref. 24).

No se admitirá que el vertedor trabaje ahogado o con cargas mayores a la de diseño. Se deberá cumplir con:

$$\frac{H_0}{R_s} \leq 0.45$$

Se deberá evitar un funcionamiento como sifón. Las dimensiones del conducto deben ser tales que no funcione totalmente lleno, se acepta un funcionamiento hasta el 75% de su capacidad.

- Canal de descarga.

El trazo del canal de descarga se realizará de manera que haga llegar el agua al cauce en el sitio y condiciones tales, que se garantice la seguridad de la presa y del propio vertedor.

La sección transversal del canal podrá ser trapecial o rectangular, la plantilla deberá tener una pendiente que genere un régimen supercrítico.

El perfil de la superficie libre del agua en el canal de descarga se calculará de acuerdo con la sección 2.4 de estas Normas.

En el trazo del canal de descarga deberán evitarse las curvas verticales bruscas tanto convexas como cóncavas. Cuando sea necesaria una curva convexa, el perfil de la plantilla del canal se definirá por la ecuación:

$$y = x \tan \theta - \frac{x^2}{3.6(d + h_v) \cos^2 \theta}$$

Donde:

θ ángulo de la pendiente del canal a la entrada de la curva, en grados.

$(d + h_v)$ energía específica del agua a la entrada de la curva.

x, y coordenadas de la curva en m, el origen se encuentra al principio de la curva.

En el caso de una curva vertical cóncava, la presión ejercida en la superficie del piso no debe ser mayor a 500 kg/cm². El radio de curvatura se calcula con las expresiones:

$$R = 0.215 d v^2$$

$$R < 10d$$

Donde:

d tirante en m.

v velocidad en m/s.

R radio de curvatura en m y horizontales.

Para el caso de curvas horizontales en régimen supercrítico, se verificará su funcionamiento mediante un modelo físico. En la pared exterior de la curva se deberá sobreelevar el piso del canal dando una pendiente transversal a la plantilla:

$$S_c = \frac{v^2}{Rg}$$

Donde:

S_c pendiente transversal del canal.

v velocidad media en el tramo curvo en m/s.

R radio de curvatura en m.

g aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/s².

Se conservará el eje longitudinal de la plantilla con la pendiente general de diseño; con relación al eje mencionado, se levantará la plantilla en la pared exterior del canal y se bajará en la interior.

- Tanque amortiguador.

Se colocará al pie del vertedor y deberá confinar el salto hidráulico que se forme.

En forma opcional, se colocarán escalones y bloques de concreto en la plantilla.

El tanque será de concreto, el revestimiento de los muros laterales del tanque quedará definido por los tirantes conjugados mayor y menor más el bordo libre especificado en 2.1.2. En el tanque se debe formar un salto hidráulico para gastos desde cero hasta el gasto de diseño.

En ningún caso se aceptará que el salto hidráulico se barra fuera del tanque. La longitud del tanque será igual a la longitud del salto multiplicada por un factor de 1.20, la longitud del salto se calculará como siete veces la diferencia entre los tirantes conjugados.

En caso de utilizar modelos de tanques hidráulicos, se deberá verificar su funcionamiento hidráulico con un modelo matemático y, cuando lo solicite la Dirección, mediante un modelo físico a escalas adecuadas.

- Salto de esquí.

Deberá tenerse cuidado de que el chorro caiga lo más alejado que se pueda del vertedor y/o la presa. El salto de esquí trabajará con régimen supercrítico, la cubeta deberá formarse con un arco de circunferencia de radio $R = 0.042 d v^2$, pero en ningún caso debe ser menor que $5 d$, en donde d es el tirante en m y v la velocidad en m/s.

El ángulo E de salida del deflector deberá estar en un rango de 20° a 45° .

Se deberá revisar el alcance del chorro según la ecuación de un tiro parabólico y se verificará que el chorro despegue para un 5% del gasto de diseño.

Se revisará el funcionamiento hidráulico para gastos intermedios. La cubeta deberá disponer de una aireación adecuada para evitar presiones negativas.

Los muros laterales del deflector deberán estar revestidos, el nivel del revestimiento debe ser igual a la suma del tirante de agua más un bordo libre especificado en 2.1.2.

Cuando sea posible, desde el punto de vista económico y previa autorización de la Dirección, se comprobará el funcionamiento hidráulico del vertedor mediante la construcción de un modelo a escalas adecuadas. Se utilizarán como una guía otros vertedores existentes que han funcionado bien. El funcionamiento hidráulico deberá verificarse mediante un modelo analítico o físico.

B) Obras de excedencias controladas.

Para controlar los escurrimientos se usarán compuertas o válvulas operadas por mecanismos eléctricos, hidráulicos o manuales.

Los vertedores con descarga controlada también deberán servir para controlar el nivel del embalse y tener en el vaso un "nivel de conservación" cuando así lo requiera el proyecto.

- Programa de operación del vertedor.

Se deberá disponer de un programa de operación del vertedor con metas definidas de protección de las zonas ubicadas aguas abajo de la presa, aceptando o no riesgos de daños por desbordamiento del cauce simplemente, o aun valorando esos riesgos para varios gastos del vertedor.

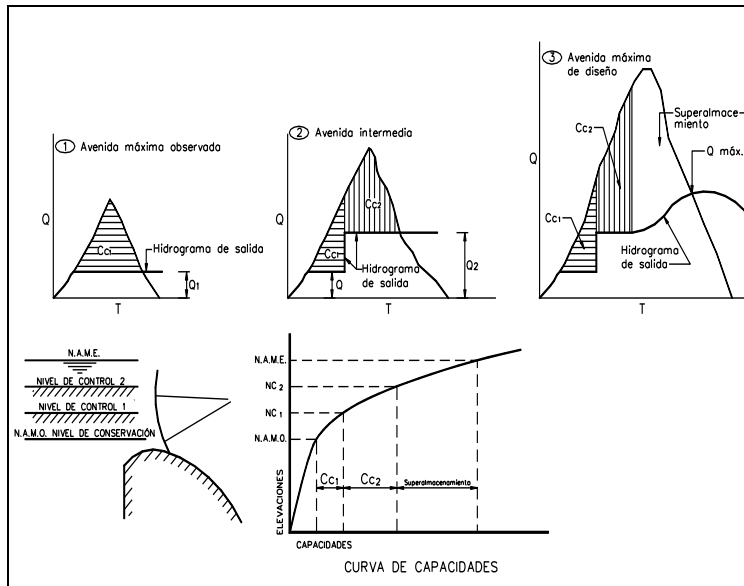


FIGURA 2-2.- Programa de operación del vertedor.

El programa incluirá el manejo de la avenida máxima observada, la avenida de diseño y una avenida intermedia para un periodo de retorno intermedio.

- Obturadores.

Se deberá prever un sistema obturador que pueda instalarse en cualquiera de los vanos de las compuertas del lado de aguas arriba para operarlas en seco durante su mantenimiento y revisión.

El obturador se dividirá en las secciones o módulos necesarios de acuerdo con la capacidad del equipo con el cual serán manejados.

Cada módulo deberá colocarse en el vano que se desea obturar mediante una grúa de pórtico, ésta servirá para colocar los módulos en un lugar adecuado para su almacenaje cuando no se ocupen. Los módulos deberán estar provistos de sellos de hule a los lados y en la parte inferior.

Los extremos laterales de las secciones del obturador irán alojadas en unas ranuras provistas en las pilas o muros adyacentes.

En caso de ser necesario y conveniente, se deberá colocar un puente de maniobras para las operaciones de mantenimiento de las compuertas y manejo de los obturadores.

- Coeficientes de gasto para compuertas radiales.

La forma del cimacio se deberá diseñar con base en la carga de diseño que corresponde a las compuertas totalmente abiertas y trabajando el vertedor libremente. El coeficiente de gasto para este caso se obtendrá como si se tratara de un cimacio con descarga libre.

Se deberá cumplir que la compuerta apoye en el cimacio aguas abajo de la cresta, la distancia horizontal entre la cresta y el punto de apoyo de la compuerta deberá estar entre $0.10 H_d$ y $0.30 H_d$, en donde H_d es la carga de diseño del vertedor.

Los coeficientes de descarga para compuertas radiales descargando parcialmente abiertas se obtendrán de acuerdo con la Ref. 8.

- Vertedores descargando en túneles.

La estructura vertedora será una obra con compuertas radiales. En el caso de que se trate de dos compuertas o más, el cimacio deberá tener una forma poligonal en planta. La sección transversal del túnel deberá ser más angosta que la estructura de compuertas.

Las chumaceras y pasadores de las compuertas deberán colocarse a una elevación tal que queden fuera de la trayectoria del chorro.

El conducto siempre trabajará como canal, el tirante de agua a gasto máximo en el túnel, no deberá ser mayor que $0.80 D$, en donde D es el diámetro interior del conducto.

2.1.6 Diques.

La elevación de la corona de un dique no debe ser menor que la elevación de la corona de la presa. El ancho de corona depende de otros usos que se le puedan dar (véase 2.1.2). Hasta donde sea posible, se buscará tener un eje recto en planta para el trazo del dique.

2.2 Tanques

2.2.1 Alcance

En esta sección se presentan las disposiciones para diseñar un tanque desde el punto de vista hidráulico y geométrico. Se presentan también recomendaciones de diseño.

2.2.2 Método analítico para determinar el volumen de regulación necesario.

Se deberán conciliar las leyes de suministro y de demanda de agua. El volumen será la suma de los valores absolutos del máximo excedente y el máximo déficit multiplicada por el gasto máximo diario. En caso de no disponer del comportamiento de la demanda, se utilizará la ley de demanda expresada como porcentajes horarios del volumen o gasto horario en el día de máximo consumo. Véase tabla 2-1.

TABLA 2-1.- Ley de demandas en porcentaje.

Horas	Ciudad de México	Pequeños núcleos urbanos
0-1	61	45
1-2	62	45
2-3	60	45
3-4	57	45

4-5	57	45
5-6	56	60
6-7	78	90
7-8	138	135
8-9	152	150
9-10	152	150
10-11	141	150
11-12	138	140
12-13	138	120
13-14	138	140
14-15	138	140
15-16	141	130
16-17	114	130
17-18	106	120
18-19	102	100
19-20	91	100
20-21	79	90
21-22	73	90
22-23	71	80
23-24	57	60

A la capacidad del tanque se le deberán sumar las demandas para casos de emergencia expresados en el capítulo 6 del Manual de Normas de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana.

2.2.3 Método gráfico para determinar el volumen de regulación necesario.

El cálculo del volumen de almacenamiento se deberá hacer combinando la curva masa de entrada con la de salida para el mismo intervalo de tiempo. El volumen del cárcamo será igual a la suma de los valores absolutos del excedente más el faltante. Se tendrán que trazar en un mismo sistema de ejes coordenados con la escala de tiempo en el eje de las abscisas y la escala de volumen en las ordenadas.

2.2.4 Método alternativo para determinar la capacidad del tanque de regularización en caso de no conocer la ley de demandas.

Cuando no se conozca la ley de demandas, la capacidad de regularización de un tanque estará en función del gasto máximo diario y del tiempo de bombeo. Cuando se tenga un bombeo de las 24 horas, la capacidad del tanque en m³ será igual a 14.58 veces el gasto máximo diario en l/s. Véase la sección 6.2 del Manual de Normas

de Proyecto para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en Localidades Urbanas de la República Mexicana.

2.3 Tuberías a presión

Dentro de un sistema de abastecimiento de agua potable se llama línea de conducción, al conjunto integrado por tuberías, estaciones de bombeo, dispositivos de control y obras de arte, que permiten el transporte de agua desde una sola fuente de abastecimiento, hasta un solo sitio donde será distribuida en condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presión.

En este capítulo se señalan los lineamientos que deben seguirse para realizar el diseño hidráulico y geométrico de una línea de conducción, debido a que generalmente ésta se proyecta para que funcione a presión. Véase 2.4 cuando se diseña una línea de conducción que trabaje a superficie libre.

2.3.1 Información general

Para el diseño de una línea de conducción se requerirá un plano topográfico que muestre plantas y elevaciones; para lo cual será necesario definir, mediante una selección de alternativas, la ruta sobre la que se efectuará dicho levantamiento, y para ello el proyectista podrá ayudarse de información ya existente de la zona de estudio como:

- Mapas topográficos, hidrográficos, geológicos, etc.
- Cartas de uso de suelo, normalmente editadas por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). Estas cartas permitirán definir posibles afectaciones sobre el derecho de vía propuesto.
- Fotografías aéreas, cuya toma podría ser conveniente en caso de que no se cuente con mapas o cartas.

2.3.2 Diseño geométrico

Para definir el trazo de una conducción será necesario combinar aspectos económicos y de funcionamiento hidráulico (véase 2.3.3 por lo que corresponde al diseño hidráulico).

El trazo definitivo de la conducción se deberá encontrar mediante el proceso de proponer varias alternativas de trazos, considerando la negociación de las afectaciones a terceros por el derecho de paso de la conducción, y se revisará para cada una, el costo total del sistema, incluyendo las estructuras necesarias para la operación, mantenimiento y buen funcionamiento hidráulico.

En general se procurará que los trazos se ubiquen por calles, derechos de vía de carreteras, líneas de transmisión eléctrica, líneas de ferrocarriles, veredas, o límites de predios.

La tubería deberá seguir, en lo posible, el perfil del terreno. Se procurará asimismo que cuando la tubería se aloje en zanja, la excavación en roca sea mínima. La localización se escogerá de tal forma que sea la más favorable, respecto al costo de construcción y a las presiones hidráulicas resultantes. Se deberá tener especial atención en la línea de gradiente hidráulico, ya que mientras más cercana esté la conducción a esta línea, la presión en los tubos será menor; esta condición puede traer como consecuencia un ahorro en el costo de la tubería. En ocasiones, las presiones altas se podrán reducir rompiendo la línea de gradiente hidráulico con la instalación de almacenamientos auxiliares, como embalses o cajas rompedoras de presión. En planta se buscará que el trazo de la tubería sea lo más recto posible.

2.3.3 Diseño hidráulico

A) Ecuaciones para flujo permanente

- Ecuación de continuidad: Establece la invariabilidad del gasto, Q [m³/s], en cada sección del conducto.

$$Q = VA$$

Donde:

V es la velocidad media de flujo, en m/s

A es el área de la sección transversal del conducto, en m²

- Ecuación de la energía: Establece la constancia de la energía entre dos secciones transversales del conducto (1 y 2).

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_f + \sum_1^2 h_L$$

Donde:

g es la aceleración de la gravedad, la cual se puede tomar igual a 9.81 m/s²

p es la presión, en kg/m²

V es la velocidad media en el conducto, en m/s

z es la carga de posición, en m

γ es el peso específico del agua, en kg/m³

h_f pérdidas de energía, o de carga, por fricción, desde la sección 1 a la 2 (véase 2.3.3)

h_L pérdidas locales, desde la sección 1 a la 2 (véase 2.3.3)

- Ecuación de cantidad y movimiento: Es una aplicación de la segunda ley de Newton en forma vectorial.

$$\sum_1^2 \vec{F} = \frac{\gamma}{g} Q \left[\left(\beta \vec{V} \right)_2 - \left(\beta \vec{V} \right)_1 \right]$$

donde Σ F representa la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre el elemento líquido comprendido entre las secciones 1 y 2 considerado como cuerpo libre b es el coeficiente de Boussinesq, se relaciona con el el coeficiente de Coriolis a través de la ecuación siguiente

$$\beta = 1 + \frac{\alpha - 1}{3}$$

El diseño hidráulico de las tuberías consistirá en aplicar las ecuaciones 2.3.1 a 2.3.3, o dos de ellas, de acuerdo con la índole del problema.

Cualquiera que sea el sistema de ecuaciones por usar, este se deberá plantear entre secciones finales con condiciones de frontera perfectamente definidas, es decir, aquellas secciones en las cuales se conozcan con exactitud los valores de la energía de posición, de presión y de velocidad con los cuales se pueda calcular la energía total. Estas secciones pueden ser:

- La superficie libre del líquido en un recipiente al cual se conecta el conducto.
- La sección de un chorro descargado por un chiflón a la atmósfera.

- Secciones intermedias en una conducción, en las cuales confluyen o se bifurcan ramales, de tal modo que en ellas la energía total sea común para todos los ramales.

B) Pérdidas de energía por fricción en la conducción

Por lo general en las líneas de conducción, la resistencia por fricción, ofrecida por el tubo es el elemento dominante en su diseño hidráulico. En esta sección se presentan las fórmulas que pueden utilizarse para calcular dicha resistencia. El ingeniero proyectista usará la fórmula con la que esté familiarizado y con la que haya tenido experiencia. Se deberá seleccionar en forma conservativa el valor del coeficiente para las fórmulas.

- Fórmula de Darcy-Weisbach. La fórmula de Darcy-Weisbach se expresa:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$$

Donde:

- hf es la pérdida por fricción, en m
- f es el factor de fricción
- L es la longitud del tramo, en m
- D es el diámetro de la sección transversal del conducto, en m
- V es la velocidad media en el conducto, en m/s
- g es la aceleración de la gravedad

El valor de f se obtendrá del diagrama universal de Moody (Ref. 19), o al aplicar la ecuación modificada de Colebrook-White:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon / D}{3.71} + \frac{G}{Re^T} \right) \right]^2}$$

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

Donde:

- Re es el número de Reynolds
- ν es la viscosidad cinemática del líquido, en m²/s
- ε es la rugosidad absoluta del material de la tubería, en m

Los valores de G y T serán:

- Para $4000 \leq Re \leq 10^5$ G = 4.555 y T = 0.8764
- Para $10^5 \leq Re \leq 3 \times 10^6$ G = 6.732 y T = 0.9104
- Para $3 \times 10^6 \leq Re \leq 10^8$ G = 8.982 y T = 0.93

Los valores para ε se pueden consultar en la referencia 1.

El valor de n para agua limpia, se puede tomar igual a 1 m²/s.

- Fórmula de Manning. La fórmula de Manning es la siguiente:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

- n es el coeficiente de rugosidad de Manning
- V es la velocidad media en el conducto, en m/s
- R es el radio hidráulico de la sección, en m
- S es la pendiente de fricción

Si se combina con la ecuación 2.3.1, la fórmula de Manning se puede escribir así:

$$h_f = K L Q^2$$

Donde

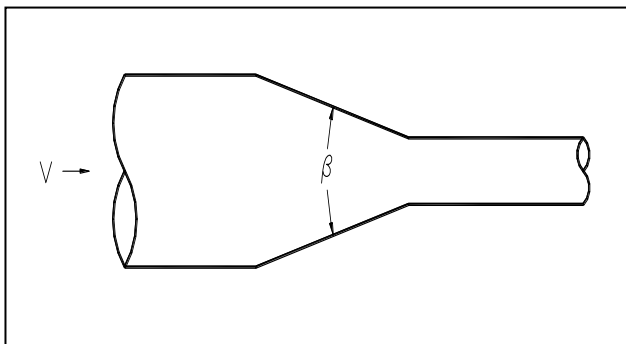
$$K = \frac{10.294 n^2}{D^{16/3}}$$

Los valores de n que se recomiendan para diferentes materiales de la tubería se muestran en la tabla 2-2:

TABLA 2-2.- Valores del coeficiente de rugosidad de Manning para distintos materiales de la tubería

Material de la tubería	n
Asbesto cemento	0.010
Concreto liso	0.012
Concreto áspero	0.016
Acero galvanizado	0.014
Fierro fundido	0.013
Acero soldado sin revestimientos	0.014
Acero soldado con revestimiento interior a base de resinas epóxicas o similar	0.011
Plástico PVC	0.009

C) Pérdidas locales



Generalmente, en las líneas de conducción, las pérdidas locales pueden ignorarse debido a que tienen un valor relativamente bajo en función de la pérdida total. Sin embargo si el trazo de la línea presenta demasiados cambios

de dirección o de diámetro, debidos a condiciones especiales de topografía o espacio, deberán considerarse dichas pérdidas.

Para calcular las pérdidas locales de energía se utilizará la expresión siguiente:

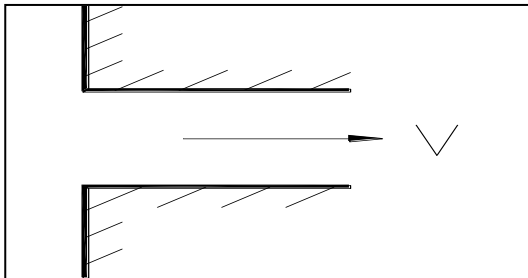
$$h_L = k \frac{V^2}{2g}$$

El valor de V corresponde a la sección que se localiza aguas abajo de la alteración (salvo aclaración en caso contrario).

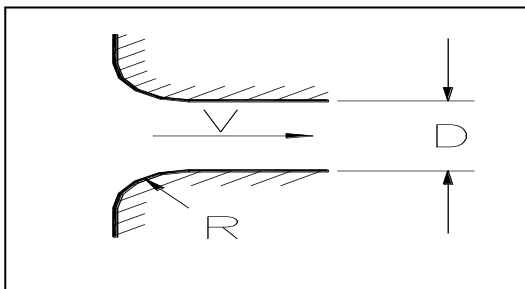
En los casos que a continuación se enumeran, el coeficiente k tomará los valores siguientes:

- Entrada de depósito a tubería.

Con aristas agudas $k = 0.50$



Con diseño hidrodinámico



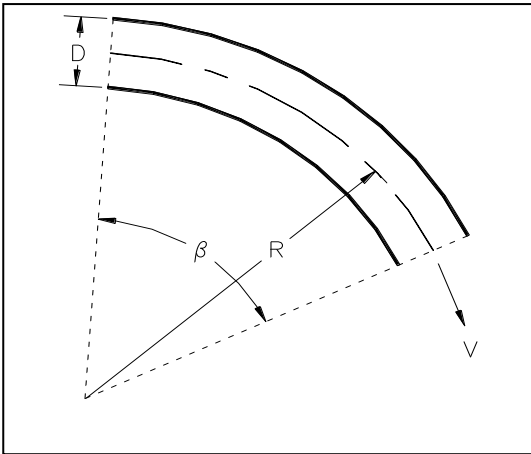
R/D	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4
k	0.25	0.17	0.08	0.05	0.04

- Cono de reducción

β	< 4°	5°	15°	20°	25°
k	0.00	0.06	0.18	0.20	0.22

β	30°	45°	60°	75°
k	0.24	0.30	0.32	0.34

- Codo

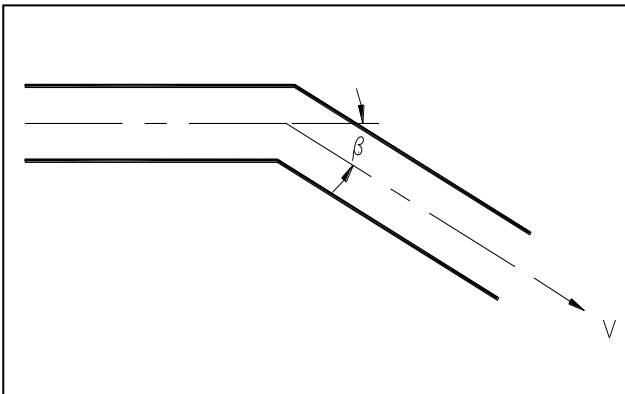


$$k = C\eta$$

R/D	1	2	4	6 ó más
C	0.52	0.31	0.25	0.22

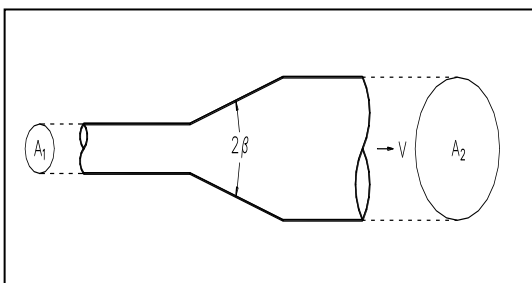
β	10	20	30	40	60	90
η	0.20	0.38	0.50	0.62	0.81	1.00

- Codo brusco



$$k = 1.8(1 - \cos \beta)$$

- Ampliación



$$k = C \left(\frac{A_2}{A_1} \right)$$

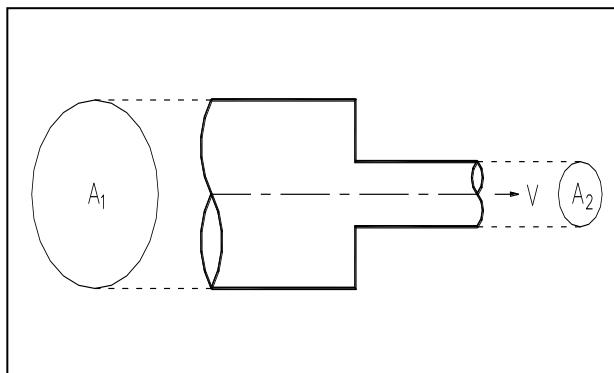
β	6°	10°	15°	20°	30°
C	0.14	0.20	0.30	0.40	0.70

β	40°	50°	60-90°
k	0.90	1.00	1.10

- Válvula totalmente abierta.

Válvula	k
Esférica	0.016
Compuerta	0.08 a 0.19
Mariposa	0.1 a 0.42
Aguja	0.4
Chorro divergente	0.52

- Reducción brusca.



A_2/A_1	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
k	0.45	0.42	0.33	0.22	0.13	0.00

D) Conducción por gravedad

Una conducción por gravedad se presenta cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es mayor que la carga piezométrica que se requiere o existe en el punto de entrega del agua.

El diseño en este tipo de conducción consistirá en determinar el diámetro comercial del tubo, que conducirá el gasto deseado con una pérdida de carga en la conducción igual a la carga disponible.

Si se pretende aprovechar la carga disponible para la generación de energía eléctrica, el diámetro de la tubería se determinará con base en el análisis económico correspondiente.

E) Conducción por bombeo

La conducción por bombeo se usa generalmente cuando la elevación del agua en la fuente de abastecimiento es menor que la carga piezométrica que se requiere en el punto de entrega. El equipo de bombeo suministrará la carga necesaria para vencer el desnivel existente entre la succión y el sitio de descarga de la línea de conducción más las pérdidas locales y las debidas a la fricción.

En una línea de conducción por bombeo se hará el estudio para obtener el diámetro económico. Para ello se considerarán varias alternativas para el diámetro de la tubería. El diámetro económico será aquel que corresponde al valor mínimo de la suma de los conceptos siguientes, calculados a valor presente:

- Costo de la tubería y su colocación; y
- Costo de la energía para el bombeo.

F) Velocidades permisibles

Para evitar que se sedimenten partículas que arrastre el agua, el flujo tendrá una velocidad mínima de 0.5 m/s.

La velocidad máxima permisible para evitar la erosión de la tubería será la que se indica a continuación (se considera que el agua es limpia o poco turbia):

TABLA 2-3.- Velocidades máximas permisibles

Material de la tubería	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 0.45 m de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 0.60 m de diámetro o mayores	3.5
Asbesto-cemento	5.0
Acero galvanizado	5.0
Acero sin revestimiento	5.0
Acero con revestimientos	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0
Plástico PVC	5.0

2.3.4 Instalación de válvulas de admisión y expulsión de aire y desagües

Cuando la topografía sea accidentada se colocarán válvulas de admisión y expulsión de aire en los sitios más elevados del perfil, mientras que, cuando la topografía sea más o menos plana se ubicarán en puntos situados cada 1500 metros como máximo, y en los puntos más altos del perfil de la línea.

En tramos con pendiente fuerte, ascendente o descendente, se debe analizar la conveniencia de instalar válvulas de admisión o expulsión de aire en puntos intermedios.

Los desagües se utilizarán en los puntos más bajos del perfil, con el fin de vaciar la línea en caso de roturas durante su operación.

2.3.5 Selección del material de la tubería

La selección del material de la tubería deberá basarse en las especificaciones establecidas de material y las recomendaciones de códigos aplicables, estándares y dimensionales. El ingeniero proyectista deberá considerar también los requerimientos de servicio, y parámetros tales como: resistencia mecánica, resistencia a la corrosión, facilidad de instalación, costo de suministro e instalación, costo de operación y mantenimiento, y vida útil de la tubería. Asimismo deberá tomarse en cuenta la capacidad hidráulica de la conducción.

En general, para conducciones con gastos pequeños y con un diámetro menor o igual a 0.15 m, se recomiendan las tuberías de cloruro de polivinilo (PVC). En conducciones con diámetros superiores a 0.15 m y con presiones menores de 14 kg/cm² se recomiendan las tuberías de asbesto-cemento. Cuando en la conducción el diámetro es mayor a 0.60 m y existen presiones mayores a 10 kg/cm², el ingeniero proyectista deberá elegir entre tuberías de asbesto-cemento, concreto presforzado o acero. Para conducciones con presiones de trabajo superiores a 14 kg/cm² se hará el estudio económico entre tuberías de acero y concreto presforzado.

2.4 Conducciones a superficie libre

2.4.1 Capacidad de las conducciones.

Las conducciones a superficie libre deberán diseñarse para conducir los gastos determinados como se indicó en el capítulo 1.2, Gastos de diseño. Deberán revisarse también para gastos mínimos y máximos probables.

2.4.2 Fórmulas generales de diseño.

Para el cálculo del gasto que circula por un conducto por gravedad, se utilizará la ecuación combinada de continuidad - Manning, para flujo permanente turbulento en canales rugosos, adecuada para la gran mayoría de las aplicaciones. Dicha ecuación es la siguiente:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

- Q Gasto, en m³/s.
- A Área hidráulica, en m².
- R Radio hidráulico, en m.
- S Pendiente de la conducción.
- n Coeficiente de rugosidad de Manning.

Valores prácticos de "n" se presentan en incisos siguientes dependiendo del tipo de conducción. Podrán aplicarse valores diferentes a los presentados pero deberá justificarse su obtención.

Para obtener las características de una conducción en régimen crítico, deberá aplicarse la ecuación de la condición general de dicho régimen mostrada a continuación.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c}$$

Donde:

- Q Gasto, en m³/s.

- A Área hidráulica, en m².
- R Radio hidráulico, en m.
- S Pendiente de la conducción.
- n Coeficiente de rugosidad de Manning.

Valores prácticos de “n” se presentan en incisos siguientes dependiendo del tipo de conducción. Podrán aplicarse valores diferentes a los presentados pero deberá justificarse su obtención.

Para obtener las características de una conducción en régimen crítico, deberá aplicarse la ecuación de la condición general de dicho régimen mostrada a continuación.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c}$$

Donde:

- Q Gasto, en m³/s
- Ac Área hidráulica de la sección crítica, en m²
- Bc Ancho de superficie libre en la sección crítica, en m.

Para definir el régimen de la conducción, se utilizará el número de Froude dado por la expresión:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \frac{A}{B}}}$$

Donde:

- F Número de Froude
- v Velocidad del agua, en m/s
- A Área hidráulica, en m².
- B Ancho de la superficie libre del agua, en m.

Definiéndose los siguientes rangos:

F<1: Régimen subcrítico

F=1: Régimen crítico

F>1: Régimen supercrítico

Deberá evitarse el diseño de conducciones en régimen crítico, mientras que el régimen supercrítico deberá limitarse a estructuras como rápidas de descarga o conducciones de poca longitud.

2.4.3 Diseño de las conducciones.

A) Canales sin revestir.

- Dimensionamiento. Las dimensiones de los canales sin revestir, deberán diseñarse en función de la estabilidad de la sección, para evitar arrastres de material y socavación como se indica en los siguientes incisos.

- Estabilidad de la sección. Deberá de escogerse una inclinación de talud que garantice la estabilidad del mismo, de acuerdo con lo especificado en la sección tres, título 2 (estructuras de tierra y roca). Siempre que sea posible, el diseño deberá realizarse por el método de la fuerza tractiva (Ref. 18) que consiste en evitar que el esfuerzo tangencial producido por el flujo sobrepase el valor crítico del material que conforma la cubeta del canal. En canales pequeños o casos especiales, podrá hacerse el diseño de la sección de modo que la velocidad del flujo, no supere las velocidades permisibles que se indican adelante.

- Coeficientes de fricción. Independientemente del método empleado en el diseño, fuerza tractiva o velocidad permisible, los coeficientes de rugosidad en canales no revestidos, serán los que se muestran en la tabla 2-4.

En canales excavados en material no cohesivo, n se puede determinar con la expresión:

$$n = 0.01195(D_{75})^{1/6}$$

Donde:

n Coeficiente de rugosidad de Manning.

D₇₅ Diámetro 75. Valor para el cual el diámetro del 75% de las partículas son menores, en mm.

TABLA 2-4.- Coeficientes de rugosidad en canales no revestidos

Material y alineamiento	coeficiente de rugosidad n.		
	mín.	med.	máx.
Tierra, recto y uniforme			
limpio bien conservado	0.016	0.018	0.020
limpio intemperizado	0.018	0.022	0.025
grava sección limpia	0.022	0.025	0.030
con poco pasto y hierba	0.022	0.027	0.033
Tierra con curvas			
sin vegetación	0.023	0.025	0.030
pasto y algo de hierba	0.025	0.030	0.033
Roca			
Lisa y uniforme	0.025	0.035	0.040
Angular e irregular	0.035	0.040	0.050

- Velocidades permisibles. Con el fin de disminuir el depósito de sedimentos y crecimiento de vegetación, la velocidad mínima en canales sin revestir, será de 0.40 m/s. Las velocidades máximas permisibles en este tipo de canales, en caso de no haber sido diseñadas por el método de la fuerza tractiva, serán las que se

muestran en la tabla 2-5.

TABLA 2-5.- Velocidades máximas permisibles en canales no revestidos.

Tipo de material	Velocidad m/s
Suelos arenoso	0.75
Arena arcillosa	0.90
Suelo arcillo arenoso o arcillo limoso	1.10
Arcillas	1.00
Arenas	1.25
Gravas	2.00
Conglomerado	2.25
Roca sedimentaria suave	2.50
Roca dura	3.00

-Área hidráulica adicional. Para prever la reducción del área hidráulica del canal por el depósito de azolves y el crecimiento de vegetación, se deberá incrementar el área hidráulica en función del gasto según la tabla 2-6.

TABLA 2-6.- Porcentaje de área hidráulica adicional

Gasto (m ³ /s)	% de incremento del área hidráulica
0-1	20
1 - 2	15

TABLA 2-6 (continuación)

Gasto (m ³ /s)	% de incremento del área hidráulica
2 - 6	10
6 - 100	2

B) Canales revestidos

El revestir un canal así como el tipo de revestimiento empleado, tierra compactada, asfalto, concreto, mampostería etc., deberá justificarse económicamente, ya sea por el volumen de agua de filtración ahorrada,

ahorro en volúmenes de excavación, o por economías que pueden lograrse en los cargos por conservación o por una combinación de éstas.

- Estabilidad de la sección y dimensionamiento. Se deberá asegurar la estabilidad de los taludes de la sección como se especifica en la sección tres, capítulo 2. Además, en el caso de canales trapeziales revestidos de concreto, la inclinación de los taludes deberá facilitar el colado del revestimiento. En este caso se recomiendan taludes con inclinación entre 1.25:1 y 1.5:1.

Para el dimensionamiento de canales, deberá fijarse un ancho de plantilla mínimo que no represente problemas constructivos. En estos casos, el tirante deberá ser ligeramente menor que el ancho de la plantilla. En canales con gastos pequeños deberá buscarse que la sección propuesta sea lo mas cercano posible a la sección de máxima eficiencia en función del talud determinado (ver tabla 2-7). Además de las consideraciones anteriores, se deberá realizar un análisis económico en cuanto a volúmenes de excavación para las secciones propuestas.

TABLA 2-7.- Secciones de máxima eficiencia

Tipo de Sección	Sección de máxima eficiencia
Rectangular	$\theta=90^\circ, b=2d$
Trapezoidal	$b = 2d \left(\frac{1 - \cos \theta}{\sin \theta} \right)$
Triangular	$\theta=45^\circ$

Ver figura 2-3

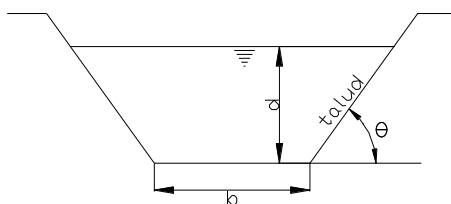


Figura 2-3

- Coeficientes de fricción. El cálculo hidráulico se deberá realizar con los lineamientos expuestos en el punto 2.4.2, con los coeficientes de rugosidad, n, que se muestran en la tabla 2-8.

TABLA 2-8.- Coeficientes de rugosidad para distintos materiales de revestimiento

Material de revestimiento	Coeficiente de rugosidad n.		
	mínimo	normal	máximo
Cemento			

Superficie lisa	0.010	0.011	0.013
En mortero	0.011	0.013	0.015
Madera			
Plana no tratada	0.010	0.012	0.014
Plana creosotada	0.011	0.012	0.015
Concreto			
Acabado con llana metálica	0.011	0.013	0.015
Acabado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
Sin acabar	0.014	0.017	0.020
Mampostería			
Junteada y acabada con mortero	0.016	0.020	0.024
Sin acabar	0.020	0.025	0.030

- Velocidades permisibles. La velocidad en los canales revestidos no deberá ser menor de 60cm/s con el fin de evitar el desarrollo de vegetación y el depósito de sedimentos en el canal. La velocidad máxima no deberá ser mayor del 80% de la velocidad crítica de la sección, ni de los valores que se presentan en la tabla 2-9 para distintos materiales de revestimiento.

TABLA 2-9.- Velocidades máximas permisibles en canales revestidos.

Tipo y resistencia de revestimiento	Velocidad máxima m/s
Mampostería de tabique	1.4
Concreto f'c=210 kg/cm ²	7.4

TABLA 2-9 (continuación)

Tipo y resistencia de revestimiento	Velocidad máxima m/s
f'c=170 kg/cm ²	6.6
f'c=130 kg/cm ²	5.8

$f'c=110 \text{ kg/cm}^2$	4.4
$f'c= 90 \text{ kg/cm}^2$	2.8

- Drenaje en canales revestidos. En canales revestidos donde el nivel de aguas freáticas pueda estar a la altura de la cubeta del canal, se deberán colocar filtros de grava y arena, en una zanja perimetral de 30 cm de ancho por 30 cm de profundidad. En este filtro se colocarán lloraderos de tubo de 6.35 cm de diámetro en ambos lados de la plantilla y en ambos taludes. Este sistema de drenaje se colocará espaciado a la misma distancia que las juntas transversales de ranura hechas en el revestimiento, cuando éste es de concreto. En otros tipos de revestimiento, el espaciamiento máximo será de 4.0m. Así mismo cuando sea necesario, se colocará un dren longitudinal con tubo de concreto de 15 cm de diámetro, colocado bajo la plantilla del canal.

Cuando el canal sea excavado en roca, se harán perforaciones en el revestimiento y en la misma roca, con el diámetro antes mencionado y, con una profundidad de 90cm. la separación máxima será de 4.0m.

- Bordo libre. Se deberá proteger la sección contra desbordamientos producidos por fluctuaciones en el tirante. Dicha protección en canales revestidos, constará de un bordo libre revestido y un sobrebordo, los cuales se determinarán con la figura 2-4.

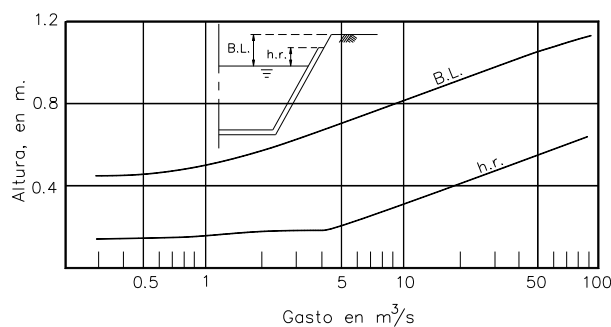


FIGURA 2-4.- Bordo libre en canales.

Para canales revestidos de concreto, los valores del bordo libre y sobrebordo podrán ser los que se indican en la tabla 2-10.

TABLA 2-10.- Bordo libre en canales revestidos de concreto

Gasto en m^3/s	Bordo libre cm	Sobrebordo cm
0 - 0.5	15	15
0.5 - 1	20	15
1 - 3	25	20
3 - 10	30	20
10 - 20	35	20
20 - 40	40	25

40 - 60	50	25
60 - 100	60	30

El bordo libre en canales sin revestir, se obtendrá de la figura 2-4, correspondiente a la curva B.L.

El bordo libre en canales rectos con régimen supercrítico se obtendrá con la siguiente ecuación:

$$B.L. = 0.61 + 0.037v^3\sqrt{d}$$

Donde:

B.L. Bordo libre, en metros

v Velocidad del flujo, en m/s

d Tirante, en m.

En canales con curvas horizontales habrá que basarse en los resultados del diseño de acuerdo con lo especificado en el punto C del inciso 2.4.5.1.

C) Alcantarillado y conductos cerrados

- Determinación de la sección y pendiente adecuados.

Deberá seleccionarse la sección de las tuberías de manera que su capacidad permita que con el gasto de diseño, el agua escurra sin presión a tubo lleno y con un tirante mínimo para gasto mínimo que permita arrastrar las partículas sólidas en suspensión.

Se empleará la fórmula de Manning para el diseño hidráulico de las tuberías. En la tabla 2-11, se presentan coeficientes de rugosidad "n" para diferentes materiales.

En los casos en que la conducción sea un conducto cubierto construido en el lugar y no a base de tubería, como túneles u otras estructuras similares, los coeficientes de fricción empleados y el método de diseño serán los que se presentan en el inciso 2.4.3.

Tabla 2-11.- Coeficientes de rugosidad en conductos empleados para alcantarillado.

Material	Coficiente n
Asbesto - Cemento	0.010
Concreto liso	0.012
Concreto áspero	0.016
Concreto presforzado	0.012
Acero galvanizado	0.014
Fierro fundido nuevo	0.013
Fierro fundido usado	0.017
Acero soldado sin revestimiento	0.014

Acero soldado con revestimiento interior a base de resinas epóxicas.	0.011
P.V.C (cloruro de polivinilo)	0.009
Polietileno de alta densidad	0.009

- Velocidades límite. Para gasto mínimo, la velocidad no deberá ser menor de 30cm/s con un tirante mayor o igual a 1.5cm. Para gasto máximo, la velocidad no deberá ser mayor de 3.0m/s. Las pendientes de las tuberías deben ser tan semejantes como sea posible a las del terreno con el fin de minimizar excavaciones pero las velocidades producidas deberán estar dentro de los límites.

2.4.4 Estructuras

A) En canales

- Estructuras de aforo. Para el aforo de canales deberán emplearse medidores Parshall. Estos aforadores pueden operar con descarga libre o sumergida.

Deberán emplearse los diseños estándar existentes, calibrados para cubrir diferentes intervalos de gastos (Ref. 18). Se deberán construir los medidores con la mayor exactitud posible de acuerdo con las dimensiones del diseño.

Para grandes gastos no contemplados en los diseños existentes, deberán diseñarse los medidores realizando pruebas de laboratorio previas a la instalación definitiva.

Podrán utilizarse vertedores de pared delgada rectangulares o triangulares, en canales de gastos pequeños y donde las condiciones del proyecto lo permitan (Ref. 19).

- Expansiones y contracciones.

- En régimen subcrítico.

Cuando en un canal sea necesario un cambio de sección transversal, deberá colocarse una transición con el fin de mantener las condiciones de flujo y disminuir pérdidas de energía. Cuando el área de la sección transversal aumenta en la dirección del flujo, se trata de una expansión y en el caso contrario es una contracción. En ambos casos el cambio de sección deberá ser de forma recta.

Las pérdidas locales de energía producidas en una expansión deberán calcularse con la siguiente expresión:

$$hl = C \left[\left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2 - 1 \right] \frac{v_2^2}{2g} ; C = 0.30 \text{ a } 0.35$$

Las pérdidas locales en una contracción estarán dadas por:

$$hl = C \left[1 - \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2 \right] \frac{v_2^2}{2g} ; C = 0.20 \text{ a } 0.25$$

Donde:

- hl Pérdida local debida a la transición
- A1 Area de la sección aguas arriba
- A2 Area de la sección aguas abajo
- v2 Velocidad en la sección aguas abajo
- C Coeficiente de geometría

La longitud de las transiciones deberá calcularse según el criterio de Hinds con la siguiente expresión.

$$L = \frac{|B_2 - B_1|}{2 \tan 12.5^\circ}$$

Donde:

- L Longitud de la transición en m.
- B1 Ancho de superficie libre del agua en la sección aguas arriba, en m.
- B2 Ancho de superficie libre del agua en la sección aguas abajo, en m.

Deberán además calcularse las pérdidas por fricción en el tramo por con la siguiente expresión:

$$hf = \frac{Sf_1 + Sf_2}{2} \times L$$

Donde:

- hf Pérdida por fricción en m.

$$Sf_i = \left(\frac{v_i n}{R_i^{2/3}} \right)^2$$

- L Longitud de la transición en m.

Finalmente las pérdidas totales en la transición serán:

$$H_t = h_l + h_f$$

Donde:

- Ht Pérdida de energía total al final de la transición, en m.
- hl Pérdida debida a la transición, en m.

hf Pérdida por fricción en la transición, en m.

Para compensar las pérdidas producidas en la transición, se colocará un desnivel (δ), el cual deberá distribuirse a lo largo de la transición y estará dado por:

$$\delta = E_1 - (E_2 + Ht)$$

Donde:

δ Desnivel necesario

E1 Energía específica en la sección aguas arriba.

E2 Energía específica en la sección aguas abajo.

Para valores negativos de δ , el desnivel será descendente en el sentido del flujo y ascendente para valores positivos.

- En régimen supercrítico.

Contracciones. Las contracciones en régimen supercrítico, deberán diseñarse solo en secciones rectangulares por medio de la teoría de la onda oblicua (Ref. 18).

Expansiones. Para producir el mínimo de perturbaciones en la transición, el diseño deberá estar basado en la gráfica de curvas generalizadas de expansión, obtenida de los estudios de Rouse, Bhoota y Hsu, que proporcionan la forma que deben tener las paredes para cualquier valor del número de Froude en la sección aguas arriba, y para una amplia variedad de relaciones de expansión (Ref. 18).

- Cambios de dirección

- Horizontal

En régimen subcrítico. En el diseño de curvas horizontales se debe tomar en cuenta el efecto del flujo helicoidal que se produce con el cambio de dirección. Para disminuir este efecto, el radio de curvatura en el eje del canal se deberá calcular tomando en cuenta lo siguiente (ver figura 2-5):

$$\frac{r_c}{B} \geq 3$$

donde r_c es el radio de curvatura por el eje del canal.

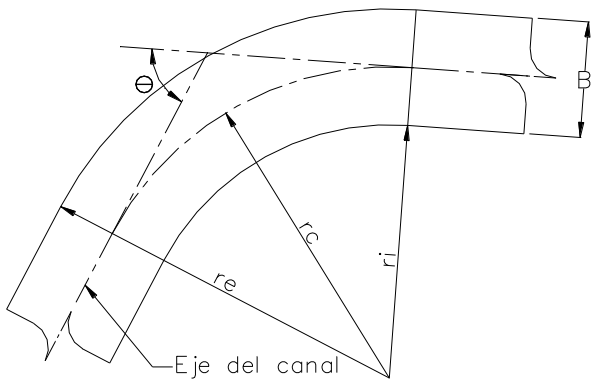


FIGURA 2-5.- Elementos geométricos de una curva.

En una curva en régimen subcrítico, la velocidad disminuye y el tirante aumenta de la orilla hacia el exterior. Esta diferencia de tirantes se debe calcular con la siguiente expresión.

$$\Delta y = \frac{v^2}{g} \ln \frac{r_e}{r_i}$$

Donde Δy es el desnivel entre tirantes, r_e es el radio exterior y r_i el radio interior. (Ver figura 2-5).

Además se debe cumplir la siguiente condición.

$$\frac{\Delta y}{2} < 0.08 B.L.$$

En caso de no cumplirse lo anterior, se deberá repetir el cálculo con un nuevo r_c .

Las modificaciones en el comportamiento del flujo en la curva de un canal, producen pérdidas de energía en el escurrimiento en adición a las que ocurren por efecto de la fricción. La pérdida local de energía debida a la curva, deberá calcularse con la siguiente ecuación.

$$h_c = k \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

$$k = \frac{2b}{r_c}$$

Por lo tanto la pérdida total al final de la curva será:

$$h_T = h_c + h_f$$

Donde:

H_t Pérdida total al final de la curva

h_c Pérdida por la curva

h_f Pérdida por fricción en el tramo en curva.

Para producir una rápida recuperación del flujo uniforme, en el tramo en curva la pendiente debe ser:

$$s = \frac{h_T}{L}$$

Donde:

L = Longitud del tramo en curva.

Régimen supercrítico. La eliminación de perturbaciones en las curvas en régimen supercrítico es un problema difícil de resolver, por lo que se debe evitar en lo posible el diseño de este tipo de curvas. En canales trapeciales los taludes favorecen sobreelevaciones excesivas, por lo que no se deben diseñar curvas en régimen supercrítico en este tipo de canales.

En caso de ser necesario el diseño de una curva en régimen supercrítico, deberá ser en canales rectangulares y de acuerdo con los siguientes lineamientos.

El radio medio r_c , debe satisfacer la siguiente condición.

$$\frac{r_c}{B} > 4F^2$$

Donde B y F son el ancho de superficie libre del agua y el número de Froude respectivamente, antes de la curva.

Para reducir el efecto de la sobreelevación se debe dar una pendiente transversal a la plantilla (ver figura 2-6), a fin de equilibrar la componente del peso del agua en la dirección radial con la fuerza centrífuga. Para tal efecto la pendiente transversal se calculará con la siguiente expresión.

$$S_t = \frac{v^2}{gr_c}$$

Donde S_t es la Pendiente transversal.

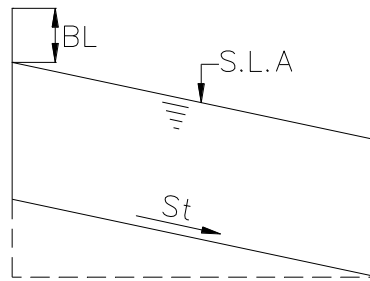


FIGURA 2-6.- Pendiente transversal en una curva

Para evitar cambios bruscos en las características del flujo, la pendiente debe proporcionarse en forma gradual, desde cero y aumentando linealmente como se muestra en la figura 2-7.

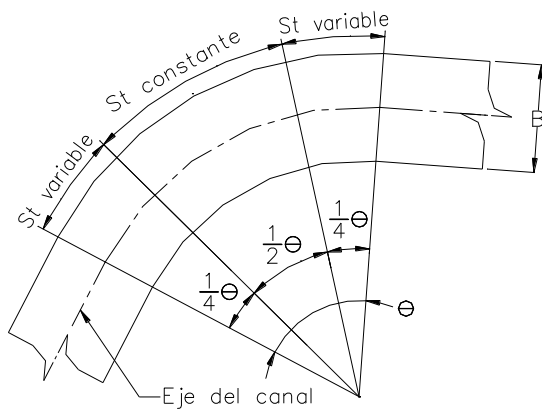


FIGURA 2-7.- Variación de la pendiente transversal en una curva.

En el tramo en curva, se debe mantener la pendiente longitudinal sobre la pared exterior de la curva, dando la pendiente transversal hacia la pared interior.

- Vertical.

Los cambios de dirección vertical deberán diseñarse como se describe en el párrafo 2.1 de estas normas.

- Rápidas y caída. La decisión de usar una rápida en lugar de una serie de caídas, se debe basar en estudios hidráulicos y económicos de ambas alternativas.

En caso de que la solución tomada sea a base de una serie de caídas, estas deberán estar espaciadas a 60m como mínimo, para impedir la formación de una corriente de alta velocidad a través de ellas, cuando el gasto que circula no permita la formación del salto hidráulico en la salida de los tanques amortiguadores.

Una caída tiene los mismos elementos que una rápida pero se consideran caídas las estructuras que no tienen desnivel mayor de 4.50m entre la superficie del agua superior y la inferior y cuya rápida tiene una pendiente no mayor de 3:1. Por lo anterior en el diseño de una estructura de caída se debe utilizar el mismo ancho de plantilla en la rápida y en el tanque amortiguador; en cambio en una rápida de longitud considerable, es posible

proporcionar una sección más estrecha para el canal de la rápida en la mayor parte de su longitud.

Entrada. La entrada a una rápida o caída puede tener distintas formas, dependiendo de la finalidad deseada como sección de control, de profundidad crítica, de forma rectangular o trapecial.

Canal de la rápida. Los canales de las rápidas deben ser de sección transversal rectangular o trapecial dependiendo de consideraciones económicas pero siempre en régimen supercrítico.

La descarga de las rápidas deberá efectuarse como se menciona en la sección 2.1.5. A de estas normas.

Las caídas suelen emplearse para conectar dos tramos de canal en régimen subcrítico pero a distintas elevaciones. Por lo anterior, la descarga de las caídas deberá ser a un tanque amortiguador que devuelva el flujo a régimen subcrítico, antes del siguiente tramo de canal.

- Represas. La ubicación de las represas estará de acuerdo a la planeación aceptada por la supervisión del proyecto, pero dentro de los siguientes límites de separación entre ellas.

$$L_{max} = \frac{d - (0.25d + h) - 0.50}{s}$$

$$L_{min} = \frac{d - (0.25d + h) - 0.4d}{s}$$

Donde:

d tirante a la entrada de la represa

h pérdida de carga en las tomas

s pendiente longitudinal del canal

En rehabilitaciones de canales o canales nuevos, las represas deberán ser de control automático de niveles ya sea aguas arriba o aguas abajo, dependiendo de las condiciones del proyecto. El diseño de estas represas deberá apegarse a los manuales del fabricante, con la aprobación de la supervisión del proyecto.

B) Estructuras en obras de alcantarillado.

Para las estructuras en la red de alcantarillado, deberán tomarse los lineamientos establecidos por la Comisión Nacional del Agua (Ref. 16).

2.5 Redes.

2.5.1 Redes de distribución de agua potable.

A). Memoria descriptiva.

En dicha memoria se deberán consignar oficialmente todas y cada una de las acciones requeridas para el correcto funcionamiento de la red de distribución reestructurada o ampliada con respecto al sistema general; del mismo modo las especificaciones que se requieran para que la calidad del agua que suministre el Gobierno del Municipio de Calaya sea la adecuada, desde la conexión hasta los predios a través de la toma domiciliaria, cuidando que se desinfecten las tuberías que componen la nueva red antes de entrar en operación y que por ellas fluya el agua cuando menos con la velocidad mínima especificada.

Con objeto de que la memoria descriptiva quede estructurada ordenadamente, a continuación se enumeran y describen los elementos con los cuales se dará forma a la descripción del proyecto.

B) Índice.

A fin de conocer el contenido de la memoria, deberá consignarse al inicio de la misma un índice estructurado con los temas tratados en ella, así como el número de página donde se inicie el capítulo, inciso, relación de láminas, figuras, cuadros, copias de planos y anexos, incluyendo cualquier material que forme parte de la memoria. Se deberá asegurar que cuando el índice sea muy detallado y ocupe varias páginas, éstas deberán numerarse en forma diferente a la utilizada en el resto del documento.

C) Localización del área del proyecto.

Se deberá indicar claramente la ubicación del área del proyecto de la red, definiendo en su caso las calles perimetrales o las coordenadas geográficas, con el respectivo origen, de los puntos de la poligonal perimetral del área. En esta localización deberán también consignarse los sitios notables vecinos a dicha superficie, incluyendo el nombre de la colonia y delegación política correspondiente, así como los bancos de nivel en que se apoyará cualquier trabajo de topografía relacionado con la obra de la red de agua que se pretenda establecer.

D) Información de apoyo.

Se deberán consignar las normas y especificaciones de diseño que sirvieron de acotamiento para el proyecto, así como las fuentes de información documental y cartográfica a las que se recurrió como apoyo, señalando autores y fechas, incluyendo los procedimientos y resultados obtenidos para el caso de levantamientos topográficos, estudios de Mecánica de Suelos, de factibilidad técnica - económica, de impacto ambiental, tenencia de la tierra y demás que definan en conjunto el contratista y la contratante.

E) Memoria de cálculo.

Este documento deberá contener todos y cada uno de los cálculos realizados de acuerdo con las Especificaciones y Normas presentes, justificando los criterios tomados y las acciones realizadas para definir, desde el punto de vista hidráulico, los elementos componentes de la red, así como su suministro, instalación, operación y conservación. Para lo anterior, a continuación se describen la metodología y los criterios de diseño a emplear.

- Pérdidas físicas.

Para estimar el volumen de las pérdidas físicas se puede considerar un valor comprendido entre el 40 y el 60% del volumen suministrado. En localidades donde se tenga implementado un programa de detección y control de fugas, se puede aspirar a reducir el porcentaje de fugas hasta un 30%. Si el programa de detección y control de fugas se desarrolla de manera eficaz, las pérdidas pueden disminuirse a un 20%.

- Velocidades mínima y máxima.

La velocidad mínima de escurrimiento se fija para evitar la precipitación de partículas que arrastre el agua y se acepta igual a 0.30 m/s. La velocidad máxima permisible del agua depende del material del que está fabricado el conducto, para evitar erosionar sus paredes. En la tabla 2-12 se presentan valores de la velocidad máxima del agua para diferentes materiales de tubería, trátase de redes de agua potable o de alcantarillado (Ref. 10).

TABLA 2-12.- Velocidades máximas en tuberías.

Material	Velocidad (m/s)
Concreto simple	3.00

Concreto reforzado	3.50
Concreto presforzado	3.50
Acero	5.00
Acero galvanizado	5.00
Asbesto cemento	5.00
Fierro fundido	5.00
Hierro dúctil	5.00
Polietileno de alta densidad	5.00
P.V.C (cloruro de polivinilo)	5.00

- Tomas domiciliarias

- Diseño de redes de distribución de agua potable

El estudio hidráulico de las redes de distribución de agua potable se enfocan a conocer su funcionamiento en las condiciones de trabajo más desfavorables a partir de los gastos máximos horarios unitarios determinados por los requerimientos de sus habitantes de acuerdo con los usos del suelo, incluyendo las cargas disponibles en metros de columna de agua en cada crucero y en los sitios topográficamente críticos de la red.

Con objeto de reducir el costo por concepto de piezas especiales y válvulas de seccionamiento, y facilitar la operación de la red, se hará lo posible para que las tuberías de relleno pasen a desnivel entre sí en los cruceros interiores de los circuitos, siempre y cuando las condiciones del proyecto lo permitan.

En los casos de revisión hidráulica de redes existentes se debe considerar también la edad de éstas y la calidad del agua circulante.

Primeramente se calculará la demanda a cubrir, considerando como gasto específico el resultado de dividir el gasto máximo horario entre la longitud total de la red.

Se localizarán las tuberías principales, tomando en cuenta la topografía y puntos obligados, considerando separaciones de 400 a 600 m de tal manera que se formen circuitos, numerándose en seguida los cruceros que se tengan en las líneas primarias.

Una primera estimación del diámetro de las tuberías principales se logrará con la siguiente expresión:

$$d = 1.13\sqrt{Q}$$

donde:

d diámetro de la tubería, en m.

Q gasto acumulado, en m³/s.

Se determinarán las pérdidas de carga por fricción para cada tramo, obteniéndose la suma de pérdidas de carga para las dos ramas del circuito o circuitos que se tengan y mediante correcciones sucesivas a los

diámetros supuestos será posible llegar a los puntos de equilibrio con una diferencia de pérdidas de carga por fricción de menos de 50 cm.

La mayor parte de las redes de distribución se analizan en la actualidad usando programas de computadora (Ref. 2). Al diseñar un programa que resuelva problemas de redes de flujo, deben satisfacerse las siguientes ecuaciones simultáneamente a través de la red:

En cada nudo o crucero:

$$\sum Q_{entrada} = \sum Q_{salida}$$

Para cada circuito completo:

$$\sum H = 0$$

Para cada tubería:

$$H = KQ^n$$

En los programas de computadora para redes las ecuaciones anteriores se resuelven simultáneamente usando una o varias técnicas de inversión de matrices.

Se deberán presentar las tablas del cálculo hidráulico de la red ya sea abierta o de circuito.

- Cargas disponibles.

Las cargas disponibles resultantes deberán calcularse en cada crucero de las tuberías de circuito con relación al nivel de la calle, admitiéndose como mínima 15 y como máxima 50 metros de columna de agua. Estas presiones se calcularán partiendo, para la mínima, de la elevación de plantilla del tanque regulador y, para la máxima, de la elevación máxima del agua en dicho tanque.

























- Válvulas.

De acuerdo con el uso del suelo, se deben distribuir convenientemente las válvulas de seccionamiento que permitan orientar el flujo hacia determinados sitios o bien cortarlo para efectuar reparaciones. Su número deberá ser el menor posible, dejando como previsión carretes situados convenientemente para que en un futuro, en caso de requerirse dentro de la operación del sistema, se coloquen nuevas válvulas o se cambien de sitio las ya existentes.

Se deberá estudiar con todo cuidado la posición de las válvulas de manera que para aislar un sector de la localidad, el número de ellas por cerrarse no sea mayor de 6, de preferencia.

Los cruceros que tengan válvulas se colocarán en cajas adecuadas para su operación, de acuerdo con el plano tipo localizado en las Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana (Ref. 16).

- Cruceros de la red y fontanería.

Válvula reductora de presión _____	
Válvula de altitud _____	
Válvula aliviadora de presión _____	
Válvula para expulsión de aire _____	
Válvula de flotador _____	
Válvula de retención (check) de fo.fo. con brida _____	
Válvula de seccionamiento de fo.fo. con brida _____	
Cruz de fo.fo. con brida _____	
Te de fo.fo. con brida _____	
Codo de 90° de fo.fo. con brida _____	
Codo de 45° de fo.fo. con brida _____	
Codo de 22° 30' de fo.fo. con brida _____	
Reducción de fo.fo. con brida _____	
Carrete de fo.fo. con brida (corto y largo) _____	
Extremidad de fo.fo. con brida _____	
Tapa con cuerda _____	
Tapa ciega de fo.fo. _____	
Junta Gibault _____	
Válvula de paso con cuerda _____	
Unión Universal _____	
Cople _____	
Niple _____	
Tapón macho _____	
Tapón campana _____	

NOTAS:
 Para un proyecto en particular se debe especificar si las piezas son con brida, de extremos lisos o con cuerda.—Los signos convencionales para piezas de extremos lisos o con cuerda, serán los mismos pero sin dibujar el patín que indica la brida.— Estas piezas se emplearán en forma eventual ya que corresponden a tuberías con diámetros menores a 60 mm (2 1/2" Ø)

FIGURA 2-8.- Signos convencionales de piezas especiales.

Para efectuar las conexiones de las tuberías en los cruceros, cambios de dirección y con las válvulas de seccionamiento, se utilizarán piezas especiales, pudiendo ser éstas de fierro fundido con bridas, de asbesto-cemento o de P.V.C.

Las uniones de las tuberías se diseñarán por medio de cruces, tes, codos, reducciones, juntas Gibault y universales.

Las piezas de fierro fundido se fabrican para diámetros de 502 mm (2") en adelante y una presión de trabajo de 10.5 kg/cm², existiendo en el mercado una gran variedad de tipos y combinación de diámetros.

El diseño de los cruceros se debe llevar a cabo utilizando los símbolos que se muestran en la figura 2-8. Todas las tes, codos y tapas ciegas llevarán atraques de concreto de acuerdo con el plano tipo de la figura 2-9.

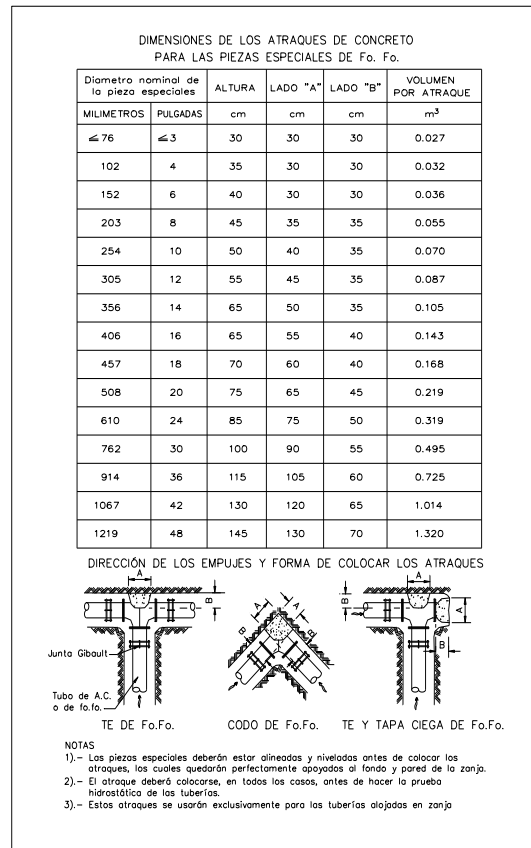


FIGURA 2-9.- Atraques de concreto para piezas especiales.

En los cruceros de las tuberías de circuito y en los correspondientes a los sitios más elevados y bajos de la localidad deberán aparecer dentro de un círculo las elevaciones piezométrica, la del terreno y la carga disponible resultante, en ese orden y en forma vertical.

A saber, deberán ser los siguientes y los que los proyectistas, de acuerdo con la C.A.D.F, juzguen conveniente incluir.

- Población según último censo oficial (o de acuerdo con registros de Compañía de Luz y Fuerza del Centro o del Organismo Operador de Agua Potable), en número de habitantes.
- Población de acuerdo con la densidad en hab./ha.
- Datos de proyecto. Resumen general de resultados
- Población de proyecto, en número de habitantes.
- Dotación según el Reglamento de Construcciones vigente, en l/hab./día.
- Gastos de diseño (medio anual, máximo diario, máximo horario, en l/s).
- Coeficientes de variación diario y horario.
- Fuente de abastecimiento dentro o fuera del área del proyecto.
- Sistema de distribución, ya sea por gravedad o bombeo
- Planos ejecutivos de la red de distribución

Deberán ser exclusivos para redes de agua potable y contendrán la siguiente información:

- Croquis de localización
- Datos de proyecto en la hoja 1 del mosaico, si es el caso
- Simbología empleada en cada hoja (ver figura 2-10)
- Orientación en planta, en cada hoja
- Notas constructivas y de referencia
- Escala gráfica y numérica
- Detalle en planta y elevación de la interconexión con la red municipal
- Se deberá señalar, en la hoja correspondiente, el crucero de conexión al sistema municipal
- Detalle de la zanja tipo de acuerdo con el diámetro de la tubería, así como profundidad mínima de la misma
- El plano de cruceros deberá contener la lista completa de piezas especiales y notas correspondientes

2.5.2 Redes de alcantarillado sanitario

El sistema de la red de evacuación de aguas residuales se inicia a partir de la descarga domiciliar del albañal interior del predio hacia la red compuesta de atarjeas, subcolectores, colectores y emisores, con destino hacia la planta de tratamiento.

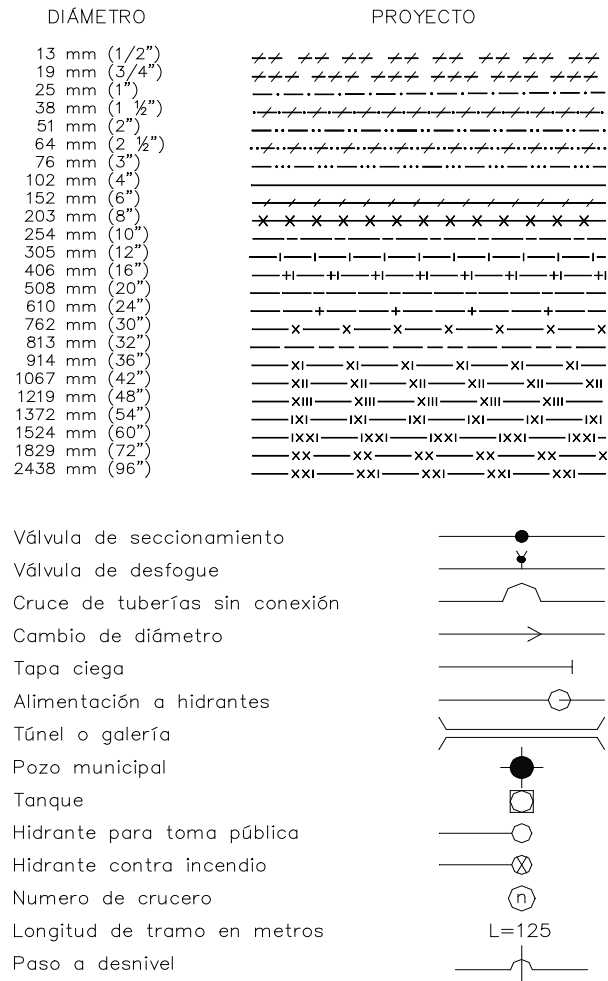


FIGURA 2-10.- Signos convencionales para tuberías de agua potable.

A) Memoria descriptiva

Dicho documento incluirá una breve descripción del tipo de trazo adoptado y las bases para definir la red de alcantarillado: sanitario, pluvial, mixto o combinado, de acuerdo con el dictamen del estudio de factibilidad de Servicios Hidráulicos, en el cual se definirá la forma en la que se evacuarán las aguas en general, decidiendo con esto el sistema que deba instalarse, así como el uso que deba hacerse de ellas.

Con la finalidad de que la memoria descriptiva quede estructurada ordenadamente, a continuación se enumeran y describen los elementos con los cuales se dará forma a la descripción del proyecto.

B) Índice

Deberá consignarse al inicio del documento un índice estructurado por temas tratados, así como el número de página donde se inicia cada capítulo, inciso, relación de láminas, figuras, cuadros, copias de plano y anexos, incluyendo cualquier material que forme parte de la memoria. Deberá tenerse cuidado de que cuando el índice sea muy detallado y ocupe varias páginas, éstas deberán numerarse de manera diferente a la utilizada en el resto del documento.

C) Localización del área del proyecto

Se deberá indicar claramente la ubicación del área que cubrirá el proyecto de la red de evacuación de aguas negras, definiendo en su caso las calles perimetrales o las coordenadas geográficas, con el respectivo origen, de los puntos de la poligonal perimetral del área que cubrirá el proyecto. Se deberán consignar asimismo los sitios notables vecinos de dicha superficie, incluyendo el nombre de la colonia, fraccionamiento o barrio con el que se le denominará, así como la delegación política correspondiente y los bancos de nivel en los que se apoyará cualquier trabajo de topografía relacionado con la obra que se pretenda establecer.

D) Información de apoyo

Se deberán consignar las normas y especificaciones de diseño que sirvieron de base para definirlo y acotarlo, tanto en su aspecto conceptual como en su trazo y profundidad y características de las zanjas. Del mismo modo las fuentes de información documental y cartográfica utilizada como apoyo, señalando autores y fechas. Se incluirán también los procedimientos y resultados obtenidos en el caso de levantamientos topográficos, estudios de mecánica de suelos, de factibilidad técnica y económica, de impacto ambiental y de tenencia de la tierra.

E) Memoria de cálculo

Contendrá todos los cálculos geométricos e hidráulicos realizados para definir las características de las tuberías colectoras y emisoras.

- Descargas domiciliarias

Serán las acometidas con las cuales se conectará el albañal interior del predio a la atarjea correspondiente, mediante un codo de 45 ° y una pieza cortada a 45 ° también, conocida como "slant", ambas de 15 cm de diámetro y fabricadas con concreto simple.

La acometida con tubos de P.V.C se hará pegando el slant a la atarjea mediante cementante que recomiende el fabricante. Una vez pegadas ambas tuberías, se procederá a perforar la atarjea, con la herramienta adecuada, para efectuar la conexión.

- Diseño de las redes de evacuación de aguas negras

Deberán verificarse los conductos colectores, tabulándose los tramos del trazo del proyecto de aguas arriba hasta su descarga final consignando las longitudes y la población servida, gastos resultantes, pendientes y diámetros especificados mismos que serán revisados su funcionamiento hidráulico de acuerdo a la altura del agua, tanto su velocidad máxima como la mínima determinada, debiendo apoyarse en la fórmula de R. Manning (Ref. 4) el cual propone para la valuación del coeficiente c de la fórmula de Chezy:

$$v = c\sqrt{rs}$$

El correspondiente

$$c = \frac{r^{1/6}}{n}$$

Convirtiéndose en

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

- Velocidades mínima y máxima

La velocidad mínima es aquella con la cual no se presentan depósitos de sólidos suspendidos en las atarjeas que provoquen azolves y taponamientos; su valor es de 0.3 m/s, considerando el gasto mínimo. Adicionalmente, debe asegurarse que el tirante correspondiente a esta velocidad tenga un valor mínimo de 1.0 cm en casos de pendientes máximas y de 1.5 cm en casos de pendientes mínimas.

La velocidad máxima es el límite superior de diseño, con el cual se trata de evitar la erosión de las paredes de los conductos y estructuras. Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario y los valores de velocidades máximas permisibles de la tabla 2.1 "Velocidades máximas en tuberías" del inciso 2.5.1.

- Pendientes

Las pendientes de las tuberías deberán seguir hasta donde sea posible el perfil del terreno, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta las restricciones de velocidad del inciso anterior. En los casos especiales en donde las pendientes de los terrenos sean muy grandes, es conveniente que para el diseño se consideren tuberías que permitan velocidades altas. Se debe hacer un estudio técnico - económico para verificar que sea aceptable tener, sólo en casos extraordinarios y en tramos cortos, velocidades de hasta 8 m/s (Ref. 10).

- Diámetros

Diámetro mínimo. Para evitar obstrucciones, el diámetro mínimo en las tuberías de drenaje de aguas negras debe ser de 20 cm.

Diámetro máximo. La selección del diámetro máximo depende de las velocidades permisibles, aprovechando al máximo la capacidad hidráulica del tubo trabajando a superficie libre.

- Datos de proyecto. Resumen general de resultados

Llevados a cabo tanto el proyecto geométrico como el hidráulico del alcantarillado sanitario y cumplida la normatividad anteriormente expresada, se procederá a realizar un resumen de todos los cálculos y consideraciones efectuadas en la memoria de cálculo correspondiente de acuerdo con la conceptualización primaria. A continuación se presenta el listado de datos referidos a los cálculos realizados.

- Población según último censo oficial, en número de habitantes.
- Población actual estimada, en número de habitantes.
- Población de proyecto, en número de habitantes.
- Dotación, en l/hab./día.
- Aportación, en l/hab./día.
- Sistema (separado de aguas negras).
- Fórmulas (Harmon y Manning).

- Longitud de la red, en m.
 - Sistema de evacuación, ya sea por gravedad y/o bombeo.
 - Sitio de vertido, sea éste colector o planta de tratamiento de aguas residuales.
 - Coeficiente de previsión (1.1 a 1.5).
 - Velocidades mínima y máxima, en m/s.
 - Gastos mínimo, medio, máximo instantáneo, máximo extraordinario, en l/s.
- Planos ejecutivos del proyecto de la red de alcantarillado sanitario

Los planos ejecutivos serán del tamaño especificado y deberán estar enmarcados y dimensionados, así como tener los sellos respectivos de acuerdo con lo que especifique la C.A.D.F. Deberán tener además la cuadrícula de posicionamiento geográfico, indicando su origen y anotando el nombre de todas y cada una de las calles que conformen el desarrollo urbano. Además, en dichos planos se deberán complementar los detalles siguientes:

- Croquis de localización, en todas las hojas que conforman el mosaico del plano.
- En su caso, croquis del mosaico de las hojas que conforman el plano general.
- Orientación magnética o astronómica mediante simbología del Norte.
- Escala gráfica y numérica.
- Simbología.
- Notas constructivas y de referencia.
- Detalles de arreglo de pozos de visita, elevaciones y tramos de tubería en los cruces que lo requieran.
- Detalle en corte de la zanja tipo, incluyendo encamado de tuberías y relleno de zanjas, en su caso, en la hoja 1 del mosaico.
- Datos de proyecto. Resumen general de resultados.
- Cantidades de obra.

2.5.3. Redes de alcantarillado pluvial.

De acuerdo al Reglamento de Ordenamiento Territorial del Municipio de Celaya los nuevos desarrollos urbanos deberán tener sistemas de drenaje del tipo separado de aguas residuales y pluviales, considerándose como opción del destino final de estas últimas la infiltración al subsuelo, dependiendo de las características geohidrológicas de éste.

A) Memoria descriptiva y de cálculo.

Deberá contener una descripción pormenorizada de todos y cada uno de los elementos de que quede constituida la red pluvial, así como la justificación de los mismos, tanto hidrológica como sanitaria y de resistencia estructural. Se deberán incluir las memorias de cálculo, tanto la de funcionamiento hidráulico como la de diseño estructural de los pozos de visita y coladeras, además de especificar el suministro y la instalación de tuberías.

B) Índice.

Con objeto de conocer el contenido de la memoria, deberá estructurarse al inicio de la misma el índice por tema tratado, así como el número de página donde se inicie cada capítulo, inciso, relación de laminas, figuras, cuadros, copia de planos, anexos y cualquier otro material que forme parte de la memoria. Se tendrá cuidado que cuando el índice sea muy detallado y ocupe varias páginas, éstas deberán ser numeradas en forma diferente a la utilizada en el resto del documento.

C) Localización del área de proyecto.

Se deberá indicar claramente la ubicación del área que cubrirá el proyecto de la red de desagüe, definiendo en su caso las calles perimetrales. Se incluirá también el nombre de la colonia, fraccionamiento o barrio con el que se le denominará, así como la delegación política correspondiente y los bancos de nivel en que se apoyará cualquier trabajo de topografía relacionado con la obra de la red pluvial de atarjeas. En su caso, se definirá la poligonal perimetral, consignándose el cuadro de coordenadas de los vértices de la misma e indicando su origen; en este caso, se señalará también el parteaguas de la cuenca donde quede inscrita dicha área.

D) Sinopsis del proyecto.

Comprenderá el resumen de los trabajos ejecutados, desde el relacionado a su aspecto conceptual hasta el diseño funcional de la red, pasando por la justificación del trazo, dimensionamiento de la red y sus accesorios.

E) Recopilación básica de información.

Se deberán reunir las características hidrológicas del área de estudio así como de la cuenca en que se encuentra inserta. Asimismo las bases y criterios para definir el período de retorno de la tormenta de diseño, pendiente promedio del área, tiempo de concentración, coeficiente de escurrimiento e intensidad de la lluvia.

Por otro lado, se deberán enunciar las normas y especificaciones que sirvieron de base para establecer y acotar el proyecto, tanto en su aspecto conceptual como en su trazo horizontal y geométrico. Del mismo modo las fuentes de información documental y cartográfica a las que se recurrió como apoyo, señalando autores y fechas, incluyendo los procedimientos y resultados obtenidos en el levantamiento topográfico y estudios de mecánica de suelos, factibilidad técnica y económica, impacto ambiental, tenencia de la tierra, acarreo de sólidos en suspensión y geohidrológico del subsuelo.

F) Objetivo del proyecto.

La finalidad es contar con los planos ejecutivos para construir la obra de la red de drenaje pluvial, cuyo diseño se llevará a cabo de acuerdo con los estudios básicos mencionados en el inciso anterior, incluyendo los datos básicos y la conceptualización de la problemática hidrológica, fundamentando estos trabajos en las especificaciones y normas que para este fin tiene establecidas el Gobierno del Municipio de Calaya (Ref. 9).

G) Datos generales de proyecto.

Se indicarán todos y cada uno de los datos necesarios para la ejecución del proyecto, como son: el área de la cuenca de aportación, el coeficiente de escurrimiento, el tiempo de concentración, la intensidad, frecuencia y duración de la lluvia, el método de cálculo y la disposición final del efluente, ya sea aprovechándolo para recargar los mantos freáticos, si esto es factible de acuerdo con los estudios de mecánica de suelos y geohidrológico, o descargándolo al colector existente más conveniente.

H) Memoria de cálculo.

Contendrá todos y cada uno de los cálculos para determinar o justificar: las características y resultantes hidrológicas; área y forma de la cuenca donde se encuentra inscrito el proyecto, así como la pendiente del cauce principal; coeficiente de escurrimiento, tiempo de concentración, intensidad, frecuencia y duración de la lluvia (Ref. 5). Se incluirá también la tabulación geométrica e hidráulica del colector o colectores para verificar las velocidades mínima y máxima del agua dentro de las tuberías, así como la profundidad de las mismas.

- Metodología a seguir.

El criterio que se proponga para la determinación del gasto pluvial de aportación del área de proyecto, estará basado en el trabajo que conjuntamente llevaron a cabo el Instituto de Ingeniería de la UNAM y la Dirección General de Operación y Construcción Hidráulica, en 1982 (Ref. 9 y Ref. 17). Como resultado de este trabajo se especifica utilizar el método de la Fórmula Racional, el cual se basa en la hipótesis de que sobre el área de aportación, y en un sitio determinado de ésta, se presentará una lluvia con intensidad uniforme durante un tiempo suficiente, denominado de concentración, en el que la lluvia caída en el punto más alejado contribuye al escurrimiento.

Las descargas domiciliarias para el caso de sistemas separados de agua pluvial, serán las que permitan evacuar las aguas pluviales de los lotes, así como las de las coladeras pluviales, ya sean de piso o de banqueta.

La conexión de las descargas domiciliarias con la red general se hará con tubo de concreto, perforando la tubería cuidadosamente para permitir la entrada del slant; una vez conectado, se procederá a juntar todo el derredor con mortero de cemento-arena en proporción 1:3.

Cuando la acometida sea a tubos de P.V.C, se hará pegando el slant a la tubería mediante el cementante que recomiende el fabricante; una vez pegado, se procederá a perforar la tubería con la herramienta adecuada.

Las conexiones serán tuberías de 15 ó 20 cm de diámetro, dependiendo de la capacidad de captación de las coladeras pluviales.

-Aprovechamiento de los gastos pluviales. Diseño de pozos de absorción

Debido a la gran complejidad del subsuelo de la Ciudad de México, sólo en algunas zonas del poniente y sur se permitirá la libre infiltración del agua de lluvia, ya sea mediante el escurrimiento directo al momento de presentarse ésta o por la libre descarga de las aportaciones de la red pluvial.

En este caso, la disposición final de las aguas pluviales se realizará de acuerdo con el resultado del Estudio de Factibilidad de Servicios Hidráulicos llevado a cabo para tal fin, el cual determinará en su caso el sistema de infiltración respectivo.

De resultar factible facilitar la filtración al subsuelo, se procederá a diseñar el sistema correspondiente de pozos de absorción.

El gasto de diseño corresponderá al máximo que resulte del cálculo pluvial, mediante el método racional analítico.

La profundidad y el diámetro del pozo se deberán diseñar con base en el coeficiente de permeabilidad y espesor del estrato donde se pretenda realizar la infiltración. Este coeficiente deberá estar debidamente sustentado mediante el previo estudio geológico respectivo, el cual definirá si el pozo requiere drenes radiales.

Elementos que constituyen el sistema de infiltración:

- Estructura receptora de la descarga de una o más redes de drenaje pluvial.
- Eliminadores de basura y partículas de suelo que pudieran alterar la estructura del acuífero y las velocidades del flujo dentro del mismo.

- Pozo de absorción.
- Se podrá optar por el sistema de infiltración de agua pluvial que convenga, siempre que se garantice no dañar ecológicamente el subsuelo.

- Datos de proyecto. Resumen general de resultados

Se presentará el resumen general de los datos de proyecto y de resultados obtenidos de los cálculos realizados, a saber:

- Áreas de aportación de acuerdo con el uso del suelo
- Coeficiente de escurrimiento en función de la permeabilidad del suelo y la vegetación existente
 - Período de retorno de las lluvias
 - Longitud y pendiente del cauce principal
 - Tiempo de concentración, exterior e interior
 - Intensidad de lluvia
 - Gasto máximo pluvial
- Sistema de drenaje a utilizar, separado, combinado o mixto
 - Disposición final de las aguas pluviales
 - Coeficiente de permeabilidad
 - Método de cálculo utilizado
 - Fórmulas empleadas

- Planos ejecutivos del proyecto

Los planos ejecutivos de la red pluvial deberán contener además de la información inherente al diseño como es el trazo horizontal y la representación geométrica vertical del mismo, la siguiente información:

- Croquis de localización del área y cuenca de aportación
 - Simbología convencional
 - Orientación en planta
 - Escala numérica y gráfica
 - Notas constructivas y de referencia
 - Zanja tipo y encamado de la tubería
- Longitud, pendiente y diámetro de cada tramo
- Croquis de localización de hojas, si el plano es mosaico
- Resumen general de los datos de proyecto (en la primera hoja del mosaico, en su caso)

- Detalles de estructuras típicas conexas, como pozos de visita común, especial y de caja, brocal y tapa de fierro fundido o de concreto reforzado, coladera pluvial de piso o banquetta con rejilla tipo de fierro fundido o concreto reforzado, así como las descargas domiciliarias de lote y de coladera pluvial.

- En su caso, planos de los elementos que constituyen el sistema de infiltración, planta, perfil y cortes representativos de los diseños funcionales hidráulicos y estructurales de la caja receptora de las descargas de una o más redes de drenaje pluvial, de los eliminadores de basura y partículas de suelo y del pozo de absorción.

2.6 Instalaciones hidrosanitarias en edificios.

2.6.1 Alcance.

Las instalaciones hidrosanitarias en edificios, cualquiera sea su uso se enuncian a continuación:

- Instalaciones hidráulicas.
- Instalaciones contra incendio.
- Instalaciones sanitarias y de desagüe pluvial.

2.6.2 Datos de proyecto

En términos generales, las necesidades de agua potable demandadas por empleados o trabajadores se considerarán por separado a razón de 100 l/trabajador/día, en donde se requieran baños con regadera, y 40 l en caso contrario.

Se tomarán como población y dotación de proyecto, en caso de edificios o unidades habitacionales, el número de recámaras con dos ocupantes por recámara, y en los casos de edificios comerciales o de servicios e industrias la que se presenta en la tabla 2-13.

TABLA 2-13.- Dotación mínima de agua potable.

TIPOLOGÍA	DOTACIÓN
I. HABITACIONAL	
I.1 Vivienda de hasta 90 m ² construidos	150 l/hab./día
I.2 Vivienda mayor de 90 m ² construidos	200 l/hab./día
II. COMERCIAL	
II.1 Comercios	6 l/m ² /día
II.2 Mercados públicos y tian-guis	100 l/puesto/día

III. SERVICIOS	
III.1 Servicios administrativos y financieros III.1 Oficinas de cualquier tipo	50 l/persona/día
III.2 Servicios automotrices	100 l/trabajador/día

TABLA 2-13 (continuación)

TIPOLOGÍA	DOTACIÓN
III.3 Servicios diversos	
III.3.1 Baños públicos	300 l/bañista/día
III.3.2 Servicios sanitarios públicos	
III.3.3 Limpieza	40 l/kg ropa seca
III.3.4 Otros servicios	100
III.3.5 Dotación para animales, en su caso	l/trabajador/día 25 l/animal/día
III.4 Servicios de salud y asistencia	
III.4.1 Atención médica a usuarios externos	
III.4.2 Servicios de salud a usuarios internos	12 l/sitio/paciente
III.4.3 Orfanatorios y asilos	800 l/cama/día 300 l/huésped/día
III.5 Educación, ciencia y cultura	
III.5.1 Educación preescolar	20 l/alumno/turno
III.5.2 Educación básica y media	
III.5.3 Educación media superior	25 l/alumno/turno

rior y superior	
III.5.4 Institutos de investigación	25 l/alumno/turno
III.5.5 Museos y centros de información	50 l/persona/día
	10 l/asistente/día
III.6 Centros de reunión	
III.6.1 Servicios de alimentos y bebidas	12 l/comida/día
III.6.2 Espectáculos y reuniones	10 l/asistente/día
III.6.3 Recreación social	25 l/asistente/día
III.6.4 Prácticas deportivas con baños y vestidores	150 l/asistente/día
III.6.5 Espectáculos deportivos	10 l/asiento/día
III.6.6 Lugares de culto Templos, iglesias y sinagogas	10 l/asistente/día
III.7 Servicios turísticos	
III.7.1 Hoteles, moteles, albergues y casas de huéspedes	300 l/huésped/día
III.7.2 Campamentos para remolques	200 l/persona/día

TABLA 2-13 (continuación)

TIPOLOGÍA	DOTACIÓN
III.8 Seguridad	
III.8.1 Defensa, policía y bomberos	200 l/persona/día
III.8.2 Centros de readaptación social	

	200 l/interno/día
III.9 Servicios funerarios	
III.9.1 Agencias funerarias	10 l/sitio/visitante
III.9.2 Cementerios, crematorios y mausoleos	100
III.9.3 Visitantes a cementerios, crematorios y mausoleos	l/trabajador/día
	10 l/sitio/visitante
III.10 Comunicaciones y transportes	
III.10.1 Estacionamientos	8 l/cajón/día
III.10.2 Sitios, paraderos y estaciones de transferencia	
III.10.3 Estaciones de transporte y terminales de autobuses foráneos	100 l/trabajador/día
III.10.4 Estaciones del sistema de transporte colectivo	10 l/pasajero/día
	2 l/m ² /día
IV. INDUSTRIA	
IV.1 Industrias	100 l/trabajador/día
V. INFRAESTRUCTURA	
V.1 Equipamiento e infraestructura	100 l/trabajador/día
Aplica las necesidades de uso y funcionamiento y además los índices de los locales correspondientes.	
VI. ESPACIOS ABIERTOS	

	100 l/trabajador/día
--	-------------------------

Para el cálculo de volúmenes de regulación se consideran las unidades mueble de cada mueble o centro de consumo de agua, tanto fría como caliente según se muestran en la tabla 2-14 En el cálculo se sumarán las unidades mueble a partir del punto más alejado del punto de alimentación para tener los consumos acumulados en cada tramo de la tubería de distribución, para el cálculo de su diámetro y las pérdidas en ella.

Para transformar las unidades mueble en gastos se utilizará el diagrama de Hunter actualizado para dispositivos ahorradores de agua.

TABLA 2-14.- Unidades - mueble para instalaciones hidráulicas

Mueble	Unidades - Mueble		
	Total	Agua fría	Agua caliente
Artesa	2	1.5	1.5
Bebedero	2	1.5	1.5
Cocineta	1	1	
Fregadero	2	1.5	1.5
Grupos de baño (WC con fluxómetro)			
WC-R-L	3	3	1.5
WC-R	3	3	1.5
WC-L	3	3	1
L-R	2	1.5	1.5
Grupos de baño (WC con tanque)			
WC-R-L	2	1.5	1.5
WC-R	2	1.5	1.5
WC-L	2	1	1
Inodoro con fluxómetro	3	3	
Inodoro con tanque	1	1	
Lavabos	2	1	1
Mingitorio con fluxómetro	3	3	

Mingitorio con llave de resorte	2	2	
Regaderas	2	1.5	1.5
Vertederos	1	1	
Lavadora de loza	10		10
Lavadoras (por kg de ropa seca)			
Horizontales	3	2	2
Extractores	6	4	4

La Dirección no autorizará dotación de agua potable para los servicios de riego de áreas verdes, para el lavado de vehículos, ni para la condensación del refrigerante en sistemas de aire acondicionado, por lo que para satisfacer esta demanda se deberá recurrir al empleo de agua residual a un nivel terciario o pluvial.

2.6.3 Instalaciones hidráulicas

Las líneas y redes de distribución de agua potable deberán ser desinfectadas antes de entrar en operación y cuidar que por ellas fluya el agua cuando menos con la velocidad mínima para evitar azolve que con el tiempo degeneren en escamas permanentes que contaminen dicho flujo.

Las instalaciones de infraestructura hidráulica y sanitaria que deban realizarse en el interior de predios de conjuntos habitacionales, industriales, comerciales, de servicios, mixtos y otras edificaciones de gran magnitud que requieran de licencia de uso del suelo, deberán sujetarse a las disposiciones que emita la Administración.

Las instalaciones hidráulicas de baños y sanitarios deberán tener llaves de cierre automático o aditamentos economizadores de agua; los excusados tendrán una descarga máxima de seis litros en cada servicio; las regaderas y los mingitorios tendrán una descarga de diez litros por minuto, y los dispositivos de apertura y cierre de agua que evite su desperdicio; los lavabos, tinas, lavaderos de ropa y fregaderos tendrán llaves que no permitan más de diez litros por minuto.

A) Cálculo de pérdidas de carga en las tuberías y piezas de distribución.

Se usará la fórmula de Manning, considerando el área interior de las tuberías según información comercial de los fabricantes de cada uno de los tubos, ya sean de cobre, hierro galvanizado, acero o cloruro de polivinilo.

Las presiones mínimas del agua en los muebles y llaves está dada en la tabla 2-15.

TABLA 215.- Cargas mínimas de trabajo

Mueble o equipo	Diámetro	Carga de trabajo
	mm	m.c.a.
Inodoro (fluxómetro)	32	10

Inodoro (tanque)	13	3
Lavabo	13	3
Lavadero	13	3
Mingitorio (fluxómetro)	25	10
Mingitorio (llave de resorte)	13	5
Regadera	13	10
Salida para riego con manguera	19	17

TABLA 215.- Cargas mínimas de trabajo

Mueble o equipo	Diámetro	Carga de trabajo
	mm	m.c.a.
Vertedero de aseo	13	3
Fregadero (por mezcladora)	13	3
Lavadora de loza	13	14

El cálculo de las presiones en las llaves de los centros de consumo se hará partiendo del mueble más desfavorable desde el punto de vista de ubicación topográfica y lejanía del punto de alimentación general, acumulando las pérdidas de carga tanto de la tubería como de las válvulas y piezas especiales. Cuando exista, se iniciará el cálculo por la red de agua caliente.

El cálculo de pérdidas de carga en válvulas y piezas especiales se hará por el método de longitudes de tubería recta equivalente, de acuerdo con las tablas 6.7, 6.8 y 6.9 de la referencia 29.

B) Tanques y cisternas

Los edificios deberán contar con las cisternas que de acuerdo con el destino de la industria o edificación sean necesarias, para tener una dotación, para no menos de tres días en caso de que por alguna razón, llegara a faltar el vital líquido.

Las cisternas deberán ser construidas con concreto reforzado, al que se adiciona un aditivo impermeabilizante integral y utilizando además cemento tipo V.

Todas las cisternas deberán ser completamente impermeables y tener registros con cierre hermético y sanitario y ubicarse a tres metros, cuando menos, de cualquier tubería de aguas negras; deberán además lavarse y desinfectarse cuando menos cada seis meses o antes si se detecta visualmente que está en condiciones desfavorables de higiene.

Salvo lo que resulte del análisis estructural, los muros y losa de desplante de las cisternas no tendrá un espesor menor de 20 cm, garantizando el estancamiento en ambos lados de la cisterna; de otra manera, puede ocurrir, debido a la calidad del suelo, que agua del nivel freático pudiera filtrarse al interior de la cisterna por diferencia

de presiones.

El agua que llegue a las cisternas deberá ser estudiada periódicamente por un laboratorio para comparar la calidad antes y después de llegada, con la finalidad de revisar si se ha contaminado por filtración externa.

Para la distribución de agua al interior de un edificio, se colocará un solo tanque en la parte superior del mismo, con la capacidad equivalente formado por tinacos, para la utilización prorrateada del usuario.

Todas las estructuras almacenadoras de agua deberán contar con tapas de cierre hermético, lavarse y desinfectarse cuando menos cada seis meses o antes si se detecta visualmente que están en condiciones desfavorables de higiene.

Todos los tinacos antes del codo de bajada deberá tener un dispositivo para el desalojo del agua para el lavado y mantenimiento del mismo; acto seguido se deberá localizar una válvula de control, posterior a lo mencionado, al iniciar la bajada se localizará el jarro de aire el cual tendrá una altura mayor que el máximo nivel de agua en el tinaco.

Los tinacos deberán colocarse a una altura de, por lo menos, dos metros arriba del mueble sanitario más alto. Deberán ser de materiales inocuos y tener registros con cierre hermético.

La tubería de distribución del tinaco deberá ir a una altura paralela al piso 30 cm con la finalidad de colocar un recipiente para coleccionar el agua de lavado del tinaco, ya que ésta no debe escurrir en el acabado de la ya mencionada azotea.

C) Tubería

La tubería que conforme la red de agua potable en los edificios, será principalmente de los siguientes materiales: cobre y fierro galvanizado y de fabricación nacional; la tubería de P. V. C. se podrá utilizar siempre y cuando cumpla con las especificaciones requeridas en el proyecto. Se podrán emplear otros tipos de materiales siempre y cuando lo aprueben las autoridades competentes.

La tubería de cobre del tipo para soldar deberá cumplir con la norma NOM - W - 17 - 1981.

Para la unión de los tramos de esta tubería se utilizará soldadura de hilo y pasta fundente conforme a lo siguiente:

- Soldadura de estaño No. 50 cuando se trate de agua fría y columnas de doble ventilación
- Soldadura de estaño No. 95 cuando se trate de conducción de agua caliente.

Cuando el material de conducción sea de fierro galvanizado éste deberá ser del tipo "A" de la cédula que se indica en el proyecto, que cumplan con la norma NOM - B - 10 - 1981.

Todas las conexiones de fierro galvanizado, en la parte macho deberá aplicarse un compuesto especial o cinta de teflón, la cual debe aplicarse siempre que se conecte tubería de fierro galvanizado con piezas especiales, válvulas de cobre, bronce acero o cualquier otro material.

Todas las tuberías metálicas enterradas antes de su colocación deberán ser pintadas con pintura anticorrosiva y deberán ir a 30 cm bajo el nivel del jardín a menos que se especifique una mayor profundidad en el proyecto.

En el caso de emplear otro tipo de material especificado en el proyecto, este deberá estar protegido contra la corrosión, impactos mecánicos y en su caso, del fenómeno de la electrólisis; estos materiales deberán tener la aprobación de las normas ecológicas vigentes, para tener la seguridad que no contaminen el agua que conducen ni el estrato que las contiene.

Con la finalidad de tener el control de eficiencia de la tubería que se ha instalado en los edificios, se deberán realizar pruebas que determinen que el coeficiente de rugosidad h del material de fabricación de la tubería no ha

cambiado.

D) Conducción de agua caliente

Toda tubería que habiendo salido de una caldera conduciendo agua caliente o vapor de agua para el servicio de baños públicos o privados, una vez aprobados, se procederá a recubrir con material aislante de calor con el espesor que el fabricante recomiende y garantice

2.6.4 Instalaciones contra incendio

Cuando se trate de edificaciones clasificadas como de riesgo mayor, deberá proveerse de una capacidad de almacenamiento de agua para cisternas contra incendio, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento de Ordenamiento Territorial par el Municipio de Celaya vigente. Para satisfacer esta demanda podrán aprovecharse las aguas pluviales captadas dentro de la edificación (previo filtrado).

El sistema contra incendio debe contar con una estructura almacenadora de cuando menos cinco litros de agua por metro cuadrado de construcción tomando en cuenta losas de techo y piso así como muros pero no menor de 20,000 l siempre y cuando se trate .de edificaciones de hasta 4,000 m² de construcción; este volumen debe mezclarse con el volumen destinado a servicios con el fin de permitir la renovación del agua potable, ambos volúmenes estarán en la misma cisterna dejando siempre el tirante de agua destinado exclusivamente al sistema contra incendio.

Se deberá proyectar y construir una red hidráulica para alimentar directa y exclusivamente las mangueras contra incendio instaladas en los gabinetes respectivos

Se deberá colocar una toma siamesa por fachada o bien una por cada 90 m de fachada.

Se deberán colocar gabinetes con salidas y mangueras contra incendio, las cuales deberán cubrir un área de 15 y 30 m radiales, de acuerdo con las necesidades del inmueble.

La ubicación de los gabinetes será tal, que al punto donde se inicie el siniestro, se llegue con cualquiera de los hidrantes ubicados en esa zona.

A) Gastos de diseño

Se considerará un gasto de 2.82 l/s por cada hidrante, suponiendo, en función del área construida del edificio, el número de hidrantes en uso simultáneo, de acuerdo con la tabla 2-16-.

TABLA 2-16.- Hidrantes simultáneos en uso

Área construida (m ²)	No. de hidrantes
2500 - 5000	2
5000 - 7500	3
más de 7500	4

B) Diámetros de las tuberías de distribución.

Los diámetros de las tuberías de alimentación a un hidrante serán de 50 mm; a dos hidrantes, de 64 mm; a tres hidrantes, de 75 mm, y a cuatro hidrantes, de 75 mm hasta 1000 m de longitud y de 100 mm para longitudes

mayores.

Las tuberías de 50 mm serán de cobre tipo M y las de 64 mm y mayores serán de acero cédula 40, sin costura, con uniones soldadas con soldadura eléctrica de baja temperatura de fusión, 50 % plomo y 50 % estaño, con fundente no corrosivo, o bridadas. Todos los tubos deberán pintarse con pintura de aceite color rojo.

C) Válvulas.

Para la alimentación a cada hidrante se usará una válvula de compuerta angular roscada si es de 50 mm de diámetro, o bridada si es de 64 mm o mayor, todas ellas clase 8.8 kg/cm².

D) Reductores de presión.

Cuando se tenga una presión del lado de la manguera del hidrante mayor de 4.2 kg/cm², se utilizará un dispositivo de orificio calibrado para reducir la presión y dejar pasar 2.8 l/s; el diámetro del orificio calibrado se calculará con la expresión.

$$d = \frac{36.155}{(c - 42)^{0.25}}$$

Donde:

d diámetro del orificio

c carga disponible en la válvula angular del hidrante, en m.c.a.

La presión máxima en la red de distribución de agua contra incendio será de 8 kg/cm²; en caso de que por desnivel topográfico se tenga una mayor presión, se dividirá la red en dos o más zonas de distribución.

2.6.5 Otro sistema de distribución de agua.

Como una variante de lo propuesto también se podrá dotar del agua necesaria a un edificio mediante un sistema hidroneumático con lo cual los tinacos dejan de tener utilidad.

Si se llegara a utilizar el sistema de hidroneumáticos se requerirá siempre de una instalación adicional de otro hidroneumático que funcione en caso de emergencia o de manera alternada.

Cuando los sistemas de drenaje de la edificación sean de tipo separado (sanitario y pluvial), se deberá aprovechar al máximo el uso de las aguas pluviales captadas en las épocas de lluvias, con la finalidad de fomentar el ahorro de agua potable. Esta disposición se observará particularmente en industrias cuyos procesos no requieran uso obligatorio de agua potable.

Para el caso de las industrias, es obligatorio el que aprovechen las aguas pluviales a captar dentro del predio, debido a que la mayoría de éstas, en algunos procesos, no requieren el uso obligatorio de agua potable.

Las edificaciones que requieran de licencia de uso del suelo se deberán sujetar a lo dispuesto por la legislación ambiental y demás ordenamientos aplicables. Estas edificaciones deberán contar con instalaciones para separar las aguas pluviales, jabonosas y negras, las cuales se canalizarán por sus respectivos albañales para su uso, aprovechamiento o desalojo.

El número de muebles sanitarios en las diferentes edificaciones no será menor al determinado por la tabla 2-17:

TABLA 2-17.- Muebles sanitarios en las edificaciones

Tipología	Magnitud	Ex.	Lav.	Reg.
II. COMERCIAL				
	Hasta 25 empleados	2	2	0
	De 26 a 50	3	2	0
	De 51 a 75	4	2	0
	De 76 a 100	5	3	0
	Cada 100 adicionales o fracción	3	2	0

TABLA 2-17 (continuación)

Tipología	Magnitud	Ex.	Lav.	Reg.
III. SERVICIOS				
III.1 Servicios administrativos y financieros				
III.1.1 Oficinas de cualquier tipo	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
III.2 Servicios automotrices	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	3	2	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
III.3 Servicios diversos				
III.3.1 Baños				

públicos	Hasta 4 usuarios	1	1	2
	De 5 a 10	2	2	3
	De 11 a 20	3	3	4
	De 21 a 50	4	4	8
	Cada 50 adicionales o fracción	3	3	4
III.4 Servicios de salud y asistencia				
III.4.1 Salas de espera	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	3	2	0
III.4.2 Cuartos de camas	Cada 100 adicionales o fracción	2	1	0
	Hasta 10 camas	1	1	1
	De 11 a 25	3	2	3
III.4.3 Empleados	Cada 25 adicionales o fracción			
	Hasta 25	1	1	1
	De 26 a 50	2	2	0
	De 51 a 75	3	2	0
	De 76 a 100	4	2	0
		5	3	0

TABLA 2-17 (continuación)

Tipología	Magnitud	Ex.	Lav.	Reg.
	Cada 100 adicionales			

	o fracción	3	2	0
III.5 Educación, ciencia y cultura				
III.5.1 Educación preescolar	Hasta 50 alumnos			
III.5.2 Básica y media	De 51 a 75	2	2	0
III.5.3 Media superior y superior	De 76 a 150	3	2	0
III.5.4 Institutos de investigación	De 76 a 150	4	2	0
	75 adicionales o fracción	2	2	0
	Hasta 100 personas			
	De 101 a 200	2	2	0
		3	2	0
III.5.5 Museos y centros de información	Cada 100 adicionales o fracción			
	Hasta 100 personas	2	1	0
	De 101 a 400	2	2	0
		4	4	0
	Cada 200 adicionales o fracción			
		1	1	0
III.6 Centros de reunión				
III.6.1 Servicios de alimentos y bebidas	Hasta 100 personas			
III.6.2 Espectáculos	De 101 a 200	2	2	0
III.6.3 Reuniones y recreación social	De 101 a 200	4	4	0
	Cada 100 adicionales			

	o fracción	2	2	0
III.6.4 Prácticas deportivas con baños y vestidores	Hasta 100 personas	2	2	2
	De 101 a 400	4	4	4
	Cada 200 adicionales o fracción			
	Espectáculos deportivos	2	2	2
	Hasta 100 personas			
	De 101 a 200	2	2	0
		4	4	0
	Cada 200 adicionales o fracción			
		2	2	0

TABLA 2-17 (continuación)

Tipología	Magnitud	Ex.	Lav.	Reg.
II.6.5 Lugares de culto Templos, iglesias y sinagogas	Hasta 100 asistentes	2	2	0
	De 101 a 200	4	4	0
	Cada 100 adicionales o fracción	2	2	0
III.7 Servicios turísticos	Hasta 10 huéspedes	2	2	0
	De 11 a 25	4	4	0
	Cada 25 adicionales o fracción	2	2	0
III.8 Seguridad	Hasta 10 personas	1	1	1

	De 11 a 25	2	2	2
	Cada 25 adicionales o fracción	1	2	1
III.9 Servicios funerarios				
Agencias funerarias	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	4	4	0
	Cada 200 adicionales o fracción	2	2	0
III.10 Comunicaciones y transportes				
III.10.1 Estacionamientos	Empleados	1	1	0
III.10.2 Estaciones de transporte	Público	2	2	0
	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 200	3	2	0
	Cada 200 adicionales o fracción	2	1	0

TABLA 2-17 (continuación)

Tipología	Magnitud	Ex.	Lav.	Reg.
IV. INDUSTRIA				
IV.1 Industrias, almacenes y bodegas donde se manipulen	Hasta 25 personas	2	2	2
	De 26 a 50	3	3	3

materiales y sustancias que ocasionen manifiesto desaseo	De 51 a 75	4	4	4
	De 76 a 100	5	4	4
	Cada 100 adicionales o fracción			
		3	3	3
IV.2 Otras industrias, almacenes y bodegas	Hasta 25 personas	2	1	1
	De 26 a 50	3	2	2
	De 51 a 75	4	3	2
	De 76 a 100	5	3	3
	Cada 100 adicionales o fracción			
		3	2	2
VI. ESPACIOS ABIERTOS				
VI.1 Jardines y parques	Hasta 100 personas	2	2	0
	De 101 a 400	4	4	0
	Cada 400 adicionales o fracción			
		1	1	0
Ex. = excusados; Lav. = lavabos; Reg. = regaderas				

En edificaciones de comercio, los sanitarios se proporcionarán para empleados y público en partes iguales, dividiendo entre dos las cantidades indicadas.

En los baños públicos y en deportes al aire libre se deberá contar, además, con un vestidor, casillero o similar por cada usuario.

En baños de vapor o aire caliente se deberán colocar adicionalmente dos regaderas de agua caliente y fría y una a presión.

Los excusados, lavabos y regaderas a que se refiere la tabla anterior, se distribuirán por partes iguales en locales separados para hombres y mujeres. En los casos en los que se demuestre el predominio de un sexo sobre otro entre los usuarios, podrá hacerse la proporción equivalente, señalándolo así en el proyecto.

En el caso de locales sanitarios para hombres será obligatorio agregar un mingitorio para locales con un máximo de dos excusados. A partir de locales con tres excusados, podrá sustituirse uno de ellos por un mingitorio, sin recalcular el número de excusados. El procedimiento de sustitución podrá aplicarse a locales con mayor número de excusados, pero la proporción entre éstos y los mingitorios no excederá de uno a tres.

Todas las edificaciones, excepto de habitación y alojamiento, deberán contar con bebederos o con depósitos de agua potable en proporción de uno por cada treinta trabajadores o fracción que exceda de quince, o uno por cada cien alumnos, según sea el caso.

En industrias y lugares de trabajo donde el trabajador esté expuesto a contaminación por venenos o materiales irritantes o infecciosos, se colocará un lavabo adicional por cada 10 personas.

En los espacios para muebles sanitarios se observarán las siguientes dimensiones mínimas libres:

		Frente (m)	Fondo (m)
Usos domésticos y baños en cuartos de hotel	Excusado	0.70	1.05
	Lavabo	0.70	0.70
	Regadera	0.70	0.70
Baños públicos	Excusado	0.75	1.10
	Lavabo	0.75	0.90
	Regadera	0.80	0.80
	Regadera a presión	1.20	1.20

En baños y sanitarios de uso doméstico y cuartos de hotel, los espacios libres que quedan al frente y a los lados de excusados y lavabos podrán ser comunes a dos o más muebles.

En los sanitarios de uso público indicados en la tabla se deberá destinar, por lo menos, un espacio para excusado de cada diez o fracción, a partir de cinco, para uso exclusivo de personas impedidas. En estos casos, las medidas del espacio para excusado serán de 1.70 x 1.70 m, y deberán colocarse pasamanos y otros dispositivos que establezcan las Normas Técnicas Complementarias de Accesibilidad.

Los lavabos deberán tener una ubicación que permita la entrada de una silla de ruedas y contar con llaves y accesorios que puedan ser accionados por personas con limitaciones físicas de acuerdo con lo que marcan las Normas Técnicas Complementarias de Accesibilidad.

Los sanitarios deberán ubicarse de manera que no sea necesario para cualquier usuario subir o bajar más de un nivel o recorrer más de 50 m para acceder a ellos.

Los sanitarios deberán tener pisos impermeables y antiderrapantes, y los muros de las regaderas deberán tener materiales impermeables hasta una altura de 1.50 m.

El acceso de cualquier baño público se hará de tal manera que al abrir la puerta no se tenga a la vista regaderas, excusados ni mingitorios.

Las tuberías de desagüe de los muebles sanitarios deberán ser de fierro fundido, fierro galvanizado, cobre, cloruro de polivinilo o de otros materiales que aprueben las autoridades competentes.

Las tuberías de desagüe tendrán un diámetro no menor de 32 mm ni inferior al de la boca de desagüe de cada mueble sanitario. Se colocarán con una pendiente mínima de 2 %.

Las tuberías o albañales que conducen las aguas residuales de una edificación hacia fuera de los límites de su

predio, deberán ser de 20 cm de diámetro como mínimo, contar con una pendiente mínima de 2 % y cumplir con las normas de calidad que expida la autoridad competente.

Los albañales deberán estar provistos en su origen de un tubo ventilador de 5 cm de diámetro mínimo que se prolongará cuando menos 1.50 m arriba del nivel de la azotea de la construcción.

La conexión de tuberías de desagüe con albañales deberá hacerse por medio de obturadores hidráulicos fijos, provistos de ventilación directa.

Los albañales deberán tener registros colocados a distancias no mayores de 10 m entre cada uno y en cada cambio de dirección del albañal. Los registros deberán ser de 40 x 60 cm, cuando menos, para profundidades de hasta un metro; de 50 x 70 cm, cuando menos, para profundidades mayores de uno y hasta dos metros, y de 60 x 80 cm, cuando menos, para profundidades de más de dos metros. Los registros deberán tener tapas de cierre hermético a prueba de roedores. Cuando un registro deba colocarse bajo locales habitables o complementarios, o locales de trabajo y reunión, deberán tener doble tapa con cierre hermético.

En las zonas donde no exista red de alcantarillado público, la Administración autorizará el uso de fosas sépticas de procesos bioenzimáticos de transformación rápida, siempre y cuando se demuestre la absorción del terreno.

A las fosas sépticas descargarán únicamente las aguas negras que provengan de excusados y mingitorios.

En el caso de zonas con suelos inadecuados para la absorción de las aguas residuales, la Administración determinará el sistema de tratamiento a instalar, así como lo que determine el Reglamento de Agua y Drenaje para el Municipio de Calaya.

La descarga de agua de fregaderos que conduzcan a pozos de absorción o terrenos de oxidación deberán contar con trampas de grasas registrables. Los talleres de reparación de vehículos y las gasolineras deberán contar en todos los casos con trampas de grasas en las tuberías de agua residual antes de conectarlas a colectores públicos.

Se deberán colocar desarenadores en las tuberías de agua residual de estacionamientos públicos descubiertos y circulaciones empedradas de vehículos.

En las edificaciones de habitación unifamiliar de hasta 500 m² y consumos máximos de agua de 1000 m³ bimestrales, ubicadas en zonas donde exista el servicio público de alcantarillado de tipo separado, los desagües serán separados, uno para aguas pluviales y otro para aguas residuales. En el resto de las edificaciones los desagües se harán separados y estarán sujetos a los proyectos de uso racional del agua, reúso, tratamiento, regularización y sitio de descarga que apruebe la Administración, así como lo contenido en el Reglamento de Servicio de Agua y Drenaje para el Municipio de Calaya.

El material de la tubería para el desalojo de las aguas residuales de un edificio será de concreto, P. V. C. o fierro negro.

Los conductos para las bajadas de aguas pluviales pueden ser de los siguientes materiales: tubería de fierro negro o P. V. C. (cloruro de polivinilo).

Las bajadas de aguas pluviales y servidas, siempre descargarán a un registro rompedor de presión; esto quiere decir que éste, siempre tendrá un tirante de 30 cm como mínimo, de agua, para amortiguar la fuerza de llegada.

Es recomendable que exista una instalación para el desalojo de aguas residuales y otra para disponer las aguas de origen pluvial

Cuando el diámetro de la conducción de desalojo del predio, de agua de origen pluvial, sea mayor que el existente en la red municipal, será necesario el diseño de la construcción de un tanque regulador de tormentas, cuya función es retardar la salida de las aguas pluviales del predio hacia la red municipal; su diseño estará en función de la duración de la tormenta de diseño para un chubasco de cinco minutos de gasto pluvial a captar como mínimo y de una hora como máximo con tiempo de vaciado de 8, 16, y hasta 24 hr

A) Cálculo de gastos de aguas residuales

Los gastos se calcularán acumulando el número de unidades muebles de drenaje, partiendo del mueble más alejado y siguiendo la configuración de la red para cada tramo y transformando las unidades mueble posteriormente a gastos con el diagrama de Hunter para drenaje actualizado para excusados de bajo consumo de agua.

B) Diámetros de las tuberías

Los desagües verticales de los muebles y de las coladeras con diámetros iguales o menores a 50mm serán de tubería de cobre tipo M.

En coladeras con diámetro de desagüe mayor que 5 mm se usarán niples de fierro galvanizado y los tubos horizontales o verticales que forman la red de desagüe serán de fierro fundido con pendiente de 2% en los entrepisos y podrán ser de concreto en la planta baja cuando rebasen los 15 cm de diámetro.

En zonas externas o en planta baja se colocarán registros a cada 10 m cuando se tenga tubería de 15 cm de diámetro, a cada 20 m para tubos de 20cm, a cada 30 para tubos de 25 cm, y a cada 40 para tubos mayores.

C) Trampas para grasas

Cuando la edificación sea de las destinadas a gasolineras, refinerías, talleres mecánicos, restaurantes o bien porque en el destino de la obra sea inminente el desechar aguas residuales con contenido considerable de grasas o la combinación de sus derivados, es obligatoria la construcción de trampas de retención de grasas en los ramales de la descarga de los muebles sanitarios donde se viertan dichos productos o bien en las estructuras donde se viertan dichos productos.

La tapa de las estructuras de las trampas de grasas deberá diseñarse de tal forma que sea sumamente ligera y resistente a las cargas de diseño.

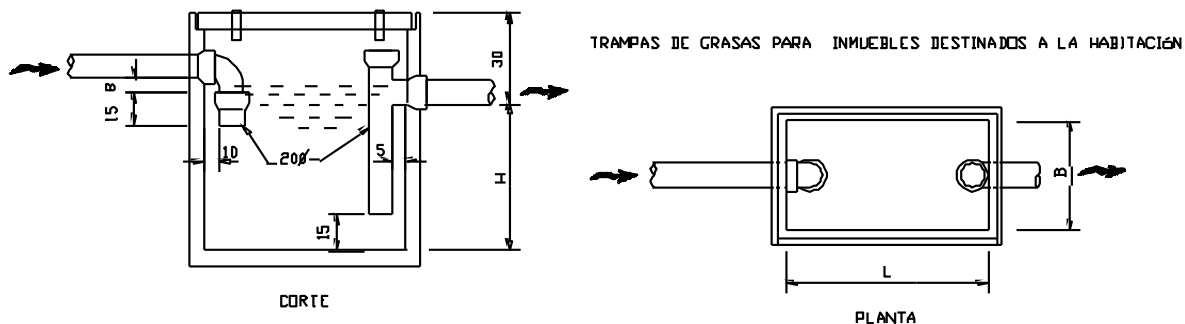


FIGURA 2-11.- Trampa para grasas.

La figura 2-11 muestra con claridad, la forma como se deberán construir las trampas de grasas y las dimensiones mínimas que deben tener, en función del número de usuarios a servir.

En la siguiente tabla, se muestran para los gastos definidos, las dimensiones necesarias que debe poseer dicho tanque.

Dimensiones recomendables

Población	Volumen	B	L	H
-----------	---------	---	---	---

servida	liquido (litros)	(cm)	(cm)	(cm)
10-20	200	40	80	70
20-30	300	40	90	70
30-40	400	50	95	90
40-50	500	55	105	90
50-75	750	60	120	100
75-100	1000	70	140	100
100-125	1250	80	160	100
125-150	1500	90	180	100
150-200	2000	100	200	110
200-250	2500	140	280	120
250-300	3000	160	320	130

2.7 Bombas e instalaciones de bombeo.

Las plantas de bombeo tienen como objetivo, dentro del plan de funcionalidad hidráulica de una conducción, transferir volúmenes de fluido de un determinado punto a otro para satisfacer ciertas necesidades de utilización.

De acuerdo con los requerimientos específicos, las plantas de bombeo se utilizan para extraer agua de pozos profundos o de cárcamos: Las primeras son generalmente para agua potable o riego y las segundas pueden ser, tanto para agua potable como para aguas residuales.

Todos los equipos deberán apoyarse en una cimentación adecuadamente diseñada de concreto reforzado.

La cimentación de la bomba y motor deberá ser especial, debido a que ésta, deberá poseer en el área de desplante y en forma lateral, entre la placa inferior de concreto y el elemento que soporta la bomba o el motor, un material que tenga la propiedad de amortiguar las vibraciones que se producen con el funcionamiento de estos elementos.

Toda la tubería, del múltiple de llegada así como la utilizada para unir los diversos equipos que conforman el sistema de bombeo y hasta el múltiple de salida, será de acero; el resto de la conducción puede ser de otro tipo de material siempre que cumpla con los requerimientos de proyecto, en cuanto a resistencia y economía se refiere.

Para definir la carga dinámica que deberá vencer la bomba para entregar el gasto de diseño en el sitio de proyecto, se debe conocer el desnivel existente entre el punto de inicio del bombeo y el punto de entrega del gasto de proyecto, a este desnivel se deberán sumar las pérdidas por fricción más las pérdidas secundarias provocadas por las piezas especiales y los cambios de dirección de la conducción.

Para efectuar el cálculo de las pérdidas por fricción, se recomienda la utilización de la fórmula de Manning, la cual se enuncia a continuación:

$$hf = \left(\frac{vn}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

Las pérdidas secundarias se deberán calcular para cada pieza especial, cambio de dirección, reducciones y ampliaciones existentes en la conducción.

Todos los cambios de dirección, de una conducción, deben ser analizados para definir racionalmente las fuerzas

que se generan en los codos de dicha conducción, y con esa base, proponer el atraque más conveniente.

Con la finalidad de proporcionar el espacio suficiente para inspección y mantenimiento a la tubería de la planta de bombeo, ésta, deberá levantarse a una altura de $h = 60$ cm de piso a plantilla.

Cuando exista un paro en las bombas; para que los fenómenos transitorios no afecten al equipo de bombeo, se colocará, antes del ramal hacia la torre de oscilación, una válvula de no retorno, para encausar estos efectos hacia la torre de oscilación.

El piso de la casa de bombas, deberá contener las pendientes suficientes, que garanticen un pronto desagüe.

Las instalaciones electromecánicas básicas de una planta típica de bombeo, son las que a continuación se enuncian:

- Subestación eléctrica. La subestación eléctrica tiene como función principal, aprovechar la energía eléctrica que proporciona la compañía suministradora y transformarla a las condiciones que requieren los motores para su funcionamiento.
- Equipo de bombeo. El equipo de bombeo, son los componentes electromecánicos encargados de transferir el agua desde un sitio hasta el lugar donde se requiera para su utilización.
- Motor eléctrico. Es el componente que transforma la energía eléctrica en energía mecánica para el accionamiento de la bomba.
- Tableros de control eléctricos o electrónicos. Los controles eléctricos, son los dispositivos de mando para arranque y paro de los motores eléctricos, que proveen los elementos de protección, así como el control de utilización de los diversos equipos que componen la planta de bombeo.
- Arreglo de la descarga

2.7.1 Bombas

Las bombas que formarán parte de una planta de bombeo, de acuerdo con su tipo de succión pueden ser:

- Simple succión
- Doble succión

Las bombas, según la dirección de su flujo, son:

- De flujo radial
- De flujo axial
- De flujo mixto

Las bombas, por la posición de su flecha, son:

- Bombas horizontales
- Bombas verticales
- bombas con motor sumergido

Las bombas más utilizadas en el sector de agua potable son las bombas de tipo centrífuga.

Sin importar el número de bombas que componen el sistema de bombeo, para no incrementar las pérdidas por cambio de dirección, la salida de estas será a 45°.

Si por razones de diseño se requiere aumentar las pérdidas, por cambio de dirección, la salida hacia el múltiple se debe incrementar a 90°.

Cuando se trate de estaciones de rebombeo, el ángulo del múltiple de entrada será igual al ángulo de salida del múltiple.

Por razones de economía y buen funcionamiento del equipo de bombeo, cuando se trate de bombear aguas negras, antes de la estructura de bombeo, debe proyectarse una estructura desarenadora, para que el exceso de partículas en suspensión, al ser aceleradas por la succión de las bombas no acelere el desgaste de las bombas; disminuyendo de esa manera el horizonte de vida útil de las bombas.

La estructura desarenadora mencionada deberá ser limpiada mediante un procedimiento mecánico que no provoque turbulencias (retiro de la arena y demás materiales depositados en el fondo de la estructura desarenadora).

Será necesario que la descarga, para el buen funcionamiento de la planta de bombeo esté compuesta por dispositivos y piezas especiales, cuya función sea, regular, controlar, y medir el flujo producido por el equipo de bombeo.

Los dispositivos utilizados en la descarga, serán:

- Válvula de admisión y expulsión de aire.
- Manómetro
- Válvula de no retorno (check)
- Válvula de seccionamiento
- Válvula de seguridad o aliviadora de presión.

Las plantas de bombeo, deberán contar con un sistema de bombeo auxiliar, con motores de combustión interna, para dar continuidad al servicio, en caso de desastre eléctrico.

En plantas de bombeo, donde el desalojo de las aguas tiene que ser altamente confiable, se deberán utilizar sistemas combinados de bombeo, tanto con motores de combustión interna como motores eléctricos. Este medio motriz garantizará la operación en cualquier momento de los equipos de bombeo.

Para ayudar a disipar el efecto de los fenómenos transitorios producidos por el paro automático de las bombas o por el cierre instantáneo de alguna válvula; las plantas de bombeo deben contar con una estructura de oscilación.

Las instalaciones de bombeo donde se utilizarán motores de combustión interna, son:

- Bombeo de aguas residuales
- Bombeo de agua potable
- Bombeo en pozos que no cuenten con suministro de energía eléctrica.

Las plantas de bombeo, deben contar con equipo de mantenimiento, el cual consta, básicamente de una grúa

móvil, un polipasto, máquina de soldar, equipo de corte de oxiacetileno. y herramientas menores.

La grúa móvil, deberá proponerse previo estudio para la determinación de la carga mayor que levantará y transportará, con un factor de seguridad de 2 como mínimo.

El polipasto deberá tener la capacidad suficiente para levantar y soportar el máximo de carga para la que fue proyectada la grúa móvil, además de tener la capacidad de poderse trasladar a lo largo de la grúa viajera

Las plantas de bombeo deberán estar protegidas perimetralmente con un muro de no menos de 2.5 m de altura con aditamentos para la colocación de protección adicional a base de espiral de alambre de púas afiladas.

El equipo de bombeo se deberá proteger contra el intemperismo, localizándose éste, en el interior de una casa, cuya estructura sea de acero estructural o bien, a base de estructura de concreto.

Para facilitar el acceso a cada una de las ramificaciones que componen los equipos de bombeo, se deberán proponer pasos de gato o pasarelas adecuadamente dispuestas para su utilización.

Dada la importancia de las instalaciones concernientes a las plantas de bombeo y lo que éstas representan, es recomendable, que, de ser posible, sea el ejército quien se encargue de salvaguardar la seguridad de tan importantes instalaciones.

2.8 Plantas de potabilización

Los lineamientos que se dan a continuación corresponden al diseño y ejecución de las instalaciones en donde se realizan las operaciones físicas unitarias más comunes que componen el proceso de potabilización.

2.8.1 Definiciones.

A) Tiempo de retención.

Es el tiempo que se retiene el agua en un tanque o recipiente, basándose en el gasto y en el volumen del tanque, suponiendo un desplazamiento total y un flujo uniforme a través del tanque. Se calcula dividiendo el volumen útil del recipiente entre el gasto que pasa por él.

B) Carga superficial

La carga superficial se obtiene dividiendo el gasto entre el área del recipiente.

C) Carga sobre vertedor

La carga sobre vertedor resulta de dividir el gasto entre la longitud total del vertedor.

2.8.2 Lineamientos generales para el diseño hidráulico de las plantas de potabilización

En lo posible se diseñarán las plantas para que funcionen por gravedad, minimizando el número de bombas en la planta. Se proporcionará con una bomba, si es necesario, la carga que se requiere en el comienzo del tren del proceso de potabilización para poder manejar el agua por gravedad a través de las operaciones subsecuentes.

Un diseño hidráulico eficiente consistirá en la realización de la potabilización por encima de una gama amplia de gastos con un consumo mínimo de energía. Un diseño hidráulico ineficiente dará como resultado que se requiera un consumo alto de energía para la planta a lo largo de su tiempo de servicio. El proyectista deberá conocer las posibles modificaciones futuras y expansiones que deberán hacerse a la planta así como sus requisitos hidráulicos. Para proporcionar la flexibilidad necesaria que tome en cuenta, la variación del gasto dentro del proceso de potabilización, los requerimientos físicos, y otros requisitos, deberán examinarse varias combinaciones de operaciones y/o procesos de potabilización.

La planta deberá diseñarse para que funcione bajo cualquier condición hidráulica, desde gastos pequeños hasta gastos grandes. Ya que normalmente se diseñan dos o más unidades para cualquier operación de potabilización, la condición extrema de gasto pico se dará cuando uno de los tanques quede fuera de servicio y se distribuya el gasto en los tanques restantes. Las condiciones hidráulicas deberán verificarse siempre para los gastos mínimo, promedio y pico; y también para cuando un recipiente quede fuera de servicio. Se deberán examinar tanto la variación del gasto como de la carga a lo largo del período de diseño de la planta para encontrar la capacidad de la misma. Se evitarán las condiciones de remanso y que la planta se inunde en cualquier tiempo.

El gasto crítico de diseño dependerá de la unidad de potabilización. Se tolerará, solamente para condiciones extremas, contravenir los lineamientos que aquí se exponen. Por ejemplo podría darse el caso que con gastos pequeños, las velocidades en los canales no puedan ser bastante altas para prevenir la sedimentación de sólidos en ellos.

Para el diseño hidráulico de plantas se utilizarán en lo posible las dimensiones ordinarias debido a que generalmente, los dispositivos se suministran para esas dimensiones con el objeto de minimizar los costos de fabricación, mejorar el control de calidad, y facilitar la construcción. Se procurará no diseñar las plantas con dimensiones no acostumbradas debido a que se generan gastos adicionales. Por consiguiente, se ajustarán los cálculos hidráulicos a las dimensiones comunes más cercanas que proporcionen la condición más conservadora.

Una vez que se haya escogido el diagrama de flujo de procesos y se hayan dimensionado los diferentes elementos físicos, será necesario realizar los cálculos hidráulicos y determinar la línea piezométrica tanto para los gastos medios como para los gastos pico. Los cálculos hidráulicos se emplearán para el dimensionamiento de los conductos y los canales de conexión entre elementos, y para conocer las pérdidas de carga que se producirán en la planta.

Las líneas piezométricas se calcularán por tres razones básicas:

- Asegurar que el gradiente hidráulico es el adecuado para el flujo por gravedad del agua en las diferentes unidades de la planta.
- Establecer las alturas manométricas de los equipos de bombeo en los casos en los que sean necesarias.
- Asegurar que no se inunden o se produzcan retrocesos de flujos en las instalaciones de la planta en condiciones extremas de gastos pico.

2.8.3 Rejillas

Se instalarán rejillas para remover restos como trapos, sólidos, ramas, etc., que pueden dañar las bombas u obstruir las tuberías y/o canales ubicados aguas abajo de ellas.

Se colocarán mínimo dos unidades de rejillas, de modo que sea posible dejar una de ellas fuera de servicio para realizar las labores de mantenimiento. Se instalarán compuertas de canal aguas arriba y abajo de cada reja, de modo que sea posible dejar la unidad en seco, para llevar las operaciones de mantenimiento.

Para prevenir la sedimentación de materia voluminosa, la velocidad en el canal de aproximación a las rejillas no

deberá ser menor a 0.6 m/s. En gastos pico, la velocidad no deberá ser superior a 0.9 m/s para evitar el arrastre de basuras a través de las rejillas. La relación de tirante a ancho en este canal variará entre 1 y 2.

El espacio entre las barras podrá ser regular, con aberturas gruesas de 50-150 mm, media de 20-50 mm, o finas de 10 mm o menor.

Se podrán instalar las rejillas con una inclinación de 90° a 60° respecto a la horizontal para facilitar la remoción de desechos.

La pérdida de carga a través de la rejilla será función de la velocidad de flujo y de la separación de las barras. Se aplicará la ecuación de un orificio para calcular las pérdidas de carga a través de la rejilla:

$$\Delta h = \frac{l}{2g} \left(\frac{Q}{C_d A} \right)^2$$

Donde:

Q gasto.

A área de los huecos.

El valor de C_d será dado por el fabricante o se deberá obtener mediante experimentación. Si las rejillas se limpian manualmente, el valor del área se tomará como un 50% del área neta real de las aberturas. Las pérdidas de carga se estimarán para la condición de gasto máximo.

2.8.4 Tanques de sedimentación

Excepto cuando los tanques sedimentadores reciban suspensiones compuestas de partículas, de tamaño y densidad conocidos, que se sedimentan discretamente, el diseño de ellos se basará sobre los resultados de análisis experimentales de asentamiento-velocidad de las partículas que contenga el agua.

El tiempo de retención no será menor de cuatro horas. Si se demuestra que se obtiene una sedimentación satisfactoria se podrá reducir el tiempo de retención. Se podrán instalar recipientes de presedimentación para separar sólidos pesados, previo a la floculación y a la sedimentación propiamente dicha. En este tipo de tanques, el tiempo de retención no será menor a tres horas.

La velocidad horizontal máxima a través de un tanque sedimentador rectangular será de 2.5 mm/s.

En la tabla 2-18 se presentan los valores típicos para el diseño de tanques sedimentadores.

TABLA 2-18.- Sedimentadores en plantas de potabilización

Características	Valor
Sedimentadores rectangulares y circulares:	
Tirante, m	2.5 - 5.0
Carga superficial, m ³ /m ² /día	20 - 70
Carga sobre vertedor, m ³ /m/día	Menor que 1250
Longitud máxima de recipiente rectangular, m	70 - 75

A) Hidráulica de la entrada.

Para obtener una elevada eficiencia, las entradas deberán distribuir, en forma uniforme, el flujo y la materia en suspensión a las baterías de tanques y dentro de los tanques individuales. Para obtener condiciones hidráulicas iguales, el flujo dividido deberá encontrar resistencias iguales a la fricción, o sujetarse al control de una carga relativamente grande en comparación con las pérdidas por fricción. Esto se podrá lograr, por ejemplo, construyendo mamparas enfrente de las aberturas de entrada. Los niveles de agua de los tanques paralelos se mantendrán a la misma elevación mediante la regulación del gasto saliente. Si la materia en suspensión se desplaza a lo largo del fondo del conducto del influente, la igualdad hidráulica no se asegurará necesariamente

B) Hidráulica de la descarga.

Por lo general, el flujo de salida se controlará mediante un vertedor. Las crestas de los vertedores se nivelarán perfectamente para lograr que la descarga sea uniforme. Si los vertedores de los tanques adyacentes se colocan a la misma elevación y descargan libremente a lo largo de la misma longitud, la carga en tanques iguales deberá permanecer dentro de los límites de la variación del influente. Si los vertedores del efluente se colocan sumergidos, se construirá una estructura, después de la descarga, que provoque una pérdida de carga predominante.

C) Sedimentadores de alta tasa o de flujo entre placas paralelas.

La distribución del flujo a la entrada deberá ser uniforme entre las placas a lo largo de toda la unidad, eliminando toda posible interferencia que origine espacios muertos o cortos circuitos en el flujo que disminuyan la eficiencia del proceso.

Para diseños sin antecedente, se deberá comprobar su buen funcionamiento hidráulico mediante estudios con trazadores y/o colorantes en modelos a escala o prototipos.

Las placas paralelas podrán ser tanto de asbesto cemento como de plástico, siempre y cuando tengan un buen comportamiento estructural ante las sollicitaciones de diseño de la estructura.

El ángulo de inclinación de las placas con respecto a una línea horizontal, será como mínimo de 45° para lodos pesados, esto es, con densidad mayor a 1000 kg/m^3 y hasta de 60° para lodos livianos o con densidad menor a 1000 kg/m^3 .

La separación mínima entre placas será de 5 cm y su ancho máximo de 90 cm a menos que se revise estructuralmente la seguridad contra el pandeo de la placa.

La superficie del agua durante la operación de los sedimentadores deberá estar cuando menos un metro por encima del bloque de placas y como mínimo 50 cm por debajo de estas.

Para la obtención de parámetros de diseño se deberá realizar al menos un ensayo de sedimentación simple por columna para determinar la concentración de sólidos suspendidos totales (SST), la densidad del lodo sedimentado y el volumen del lodo sedimentable. En caso de diseños con condiciones no usuales en cuanto a las características del influente o diseños geométricos no comunes se deberán realizar ensayos con modelos a escala y determinar el gasto máximo utilizado para lograr la eficiencia requerida y los niveles superior e inferior del lodo en el modelo.

La velocidad de sedimentación de diseño se seleccionará de la simulación del proceso en el laboratorio aplicando los parámetros de dosificación y floculación óptimos obtenidos en la prueba de jarras.

La extracción del lodo de las tolvas deberá estar controlada por válvulas de mariposa.

El volumen de producción de lodo para determinar las dimensiones de las tolvas deberá determinarse en el laboratorio.

Las tolvas deben ser diseñadas para almacenar al menos el lodo producido durante el día de máxima turbiedad que permanece un tiempo representativo durante la época de lluvias.

2.8.5 Sistemas de aireación.

A) Aireadores por gravedad.

En este tipo de aireadores los requerimientos de carga varían de 1 a 3 m. Los requerimientos de espacio están en el orden de 9.8-12.3 cm²/m³/día de flujo

En los aireadores múltiples de bandeja el espaciado entre las bandejas irá de 30 a 75 centímetros. Se aplicarán a un volumen de agua entre 50 y 75 m³/h por m² de área de la bandeja. Se usarán de tres a nueve bandejas.

B) Aireadores por aspersión.

Los orificios de los aireadores por aspersión serán de 25 a 40 milímetros de diámetro con descargas de 0.28 a 0.56 m³/min con presiones del orden de 69 kPa. El espacio entre orificios variará de 0.6 a 3.7 m.

C) Aireadores por difusión.

Los aireadores por difusión tendrán un tirante de 2.7 a 4.6 m y un ancho de 3 a 9 m. La relación de ancho a tirante no deberá exceder de 2 para asegurar el mezclado efectivo. El tiempo de retención dependerá de la remoción que se desee de acuerdo a la proporción de la transferencia de masa. Los deflectores se localizarán en un lado del tanque para inducir un flujo espiral a través del tanque. Los difusores se podrán localizar cerca de la profundidad media para reducir la demanda de energía para comprimir el aire. La cantidad de aire variará de 0.075 a 1.12 m³ por m³ de agua.

2.8.6 Mezclado y floculación.

A) Mezclado

En la tabla 2-19 se incluyen los valores típicos de G para diferentes operaciones de mezclado. Las necesidades energéticas de los diferentes mezcladores se exponen en los siguientes incisos.

TABLA 2-19.- Gradiente de velocidad G y tiempo de retención en el proceso de mezclado

Proceso	Tiempo de retención	Valor de G, s ⁻¹
---------	---------------------	-----------------------------

Mezclado:		
Operaciones de mezcla rápida típicas	5-20 s	2.5-5.0
Mezcla rápida en procesos de Filtración de contacto	1-5 s	20-70

El volumen del recipiente de mezclado se determinará mediante la expresión siguiente:

$$Gt_r = \frac{1}{Q} \sqrt{\frac{PV}{\mu}}$$

Donde:

G gradiente medio de velocidad, s⁻¹.

t_r tiempo de retención, s.

Q gasto, m³/s.

P potencia necesaria, W.

V volumen del mezclador, m³.

μ viscosidad dinámica, N·s/m².

- Necesidades energéticas para el mezclado.

La energía necesaria para el mezclado tanto en condiciones turbulentas como laminares estará dada por las siguientes expresiones:

$$\text{Laminar: } P = k\mu n^2 D^3 \quad (1)$$

$$\text{Turbulento: } P = k\rho n^3 D^5 \quad (2)$$

Donde:

P energía necesaria, W

k constante (ver tabla 2-20)

ρ densidad del fluido, kg/m³

D diámetro del impulsor, m

n velocidad del impulsor, rev/s

TABLA 2-20.- Valores de k para las necesidades energéticas de mezclado

Impulsor	Régimen laminar	Régimen turbulento
Hélice, paso cuadrado, 3 palas	41.0	0.32
Hélice, paso de dos, 3 palas	43.5	1.00
Turbina, 6 palas planas	71.0	6.30
Turbina, 6 palas curvas	70.0	4.80
Turbina ventilador, 6 palas	70.0	1.65
Turbina, 6 palas en punta de flecha	71.0	4.00
Paleta plana, 6 palas	36.5	1.70
Turbina cerrada, 2 palas curvas	97.5	1.08
Turbina cerrada con estator (sin deflectores)	172.5	1.12

La ecuación 1 se aplicará para valores del número de Reynolds inferiores a 10, mientras que la ecuación 2 se empleará para valores del número de Reynolds superiores a 10,000. El número de Reynolds vendrá dado por la siguiente expresión:

$$N_R = \frac{D^2 n \rho}{\mu}$$

Los agitadores se escogerán a partir de ensayos de laboratorio o en planta piloto, o a partir de datos de esta índole que faciliten los fabricantes. Se mantendrá la geometría y la energía por unidad de volumen cuando se reemplace un agitador o se aumente la capacidad del sistema.

En el uso de todo tipo de impulsores se deberá evitar la aparición de vórtices o remolinos en el líquido. Si el recipiente en el que se lleva a cabo la mezcla es pequeño, la formación de vórtices podrá evitarse montando los impulsores en posiciones no centradas o inclinados respecto de la vertical, o formando ángulos con la pared distintos de 90°. El método que más se emplea, tanto en tanques circulares como rectangulares, es la disposición de cuatro o más deflectores verticales en las paredes, sobresaliendo cada uno de ellos aproximadamente una décima parte del diámetro del tanque. Estos deflectores impedirán el movimiento giratorio de la masa de agua y favorecerán el mezclado vertical.

B) Floculación

Los floculadores se diseñarán para obtener valores de Gtr del orden de 10⁴ a 10⁵. Los valores de G variarán de 10 a 60 s⁻¹ y los tiempos de retención de 15 a 45 minutos.

Se sugiere tener dos o más recipientes en serie para asegurar que todas las partículas se aglutinen. Esto permitirá además reducir el valor de G en cada compartimiento e incrementar el tamaño del flóculo medio. El tiempo total de retención para todos los compartimentos deberá estar dentro del rango que se sugirió anteriormente. Las unidades también se podrán diseñar en paralelo o con los desvíos necesarios para permitir que a una unidad se

le dé mantenimiento.

En general se seguirán las siguientes recomendaciones para el diseño de los recipientes de floculación:

- El diseño de la entrada y la salida deberá ser tal que prevenga un circuito corto y por consiguiente la destrucción de los flóculos.
- Los recipientes de floculación y de sedimentación deberán estar cercanos uno de otro tanto como sea posible. En los conductos que conectan al floculador con el sedimentador, la velocidad del agua que contiene los flóculos no deberá ser menor que 0.15 m/s ni mayor que 0.45 m/s.

- Floculadores mecánicos de paletas

El tirante máximo no deberá exceder los 5 m o de lo contrario resultará un flujo inestable. Se les deberá proveer de un bordo libre de 0.5 m.

Si a los floculadores les siguen tanques sedimentadores rectangulares de flujo horizontal, los anchos en ambos recipientes deberán ser iguales.

El espacio, tamaño y número de paletas sobre cada brazo de paletas podrá ser diferente para suministrar valores distintos de G.

Los agitadores se operarán mediante motores de velocidad variable con una velocidad periférica de las paletas desde 0.6 a 0.9 m/s.

Podrán usarse turbinas o hélices en lugar de las paletas. El área de las hélices no rebasará el 15-20% del área de la sección transversal del tanque.

Deberá haber espacio, entre las series de paletas adyacentes, para apoyar el eje del motor.

Los compartimentos en un floculador de paletas deberán separarse mediante un muro celosía para que la distribución del flujo sea uniforme. Cuando los tanques de sedimentación sigan directamente a los recipientes de floculación se preferirá como dispositivo de entrada a los muros celosía. El área de los orificios del muro celosía será aproximadamente de 3 a 6% del área del muro o que produzca velocidades de 0.3 m/s bajo condiciones de gasto máximo. El tamaño de un orificio deberá estar entre 40 y 175 cm². El muro celosía se construirá a 1.25-4 cm arriba del piso para permitir la limpieza fácil de depósitos de lodo. Se dejará un claro de agua de 1.25-4 cm por encima del muro celosía para que pase la escoria a través del floculador. Se supondrá que el flujo a través del muro celosía es uniforme y se ignorarán las áreas encima y debajo del muro celosía

- Floculador hidráulico con canales deflectores

Las velocidades en los canales deflectores estarán en un orden de 0.1 a 0.4 m/s y el tiempo de retención será de 15 a 20 minutos. Las pérdidas de carga dependerán de las pérdidas existentes en el flujo alrededor de los extremos de los deflectores.

$$h_L = K \frac{V^2}{2g}$$

Los valores de K oscilan entre 2 y 3.5.

En floculadores de flujo horizontal se recomienda que la distancia entre deflectores no sea menor a 45 cm para permitir la limpieza. La distancia entre el extremo de cada deflector y la pared deberá ser aproximadamente 1.5 veces la distancia entre deflectores pero no menor a 60 cm y el tirante del agua en el tanque no deberá ser menor a 1.0 m.

Para floculadores de flujo vertical se recomienda que la separación entre muros deflectores sea por lo menos de 45 cm y el claro entre el deflector y el fondo del tanque o entre el deflector y la superficie del agua sea de 1.5 veces la separación entre deflectores. El tirante del tanque deberá ser dos o tres veces la separación entre muros deflectores.

- Floculadores en contacto con sólidos (Tanques con flujo ascendente).

Estos tanques combinan el proceso de mezclado, floculación y sedimentación en una sola unidad. La profundidad del tanque variará entre 2.5 y 3 m. La carga superficial estará entre 24 y 550 m³/m²/día.

- Floculador Alabama.

Las salidas se deberán localizar alrededor de 2.50 m por debajo del nivel de agua. Las pérdidas de carga serán normalmente de 0.35-0.50 m para la unidad entera. El gradiente de velocidad resultante oscilará entre 40 y 50 s⁻¹. En la siguiente tabla se muestran los criterios usuales que se seguirán en el diseño. El diámetro del tubo de entrada se escogerá de tal forma que la velocidad de entrada esté entre 0.4 y 0.55 m/s.

TABLA 2-21.- Criterios de diseño para el floculador Alabama. (Ref. 30)

Q l/s	Ancho m	Longitud m	Diámetro mm	Área de cámara m ²	Volumen de cámara m ³
20	0.60	0.75	250	0.45	1.3
40	0.80	1.00	350	0.80	2.4
60	1.00	1.20	400	1.20	3.6
80	1.20	1.40	450	1.60	4.8
100	1.40	1.60	500	2.00	6.0

2.8.7 Filtración

En la tabla 2-22 se presentan las características generales de construcción y operación de los filtros de arena rápidos y lentos.

Para calcular las pérdidas de carga en un filtro se empleará la siguiente expresión:

$$\frac{h_L}{L} = \frac{150\mu}{\rho g} \frac{(1-e)^2}{e^3} \frac{v_s}{(\psi d)^2} + k \frac{1-e}{e^3} \frac{v_s^2}{\psi d g}$$

Donde:

μ viscosidad dinámica, N-s/m².

e porosidad de la cama del filtro.

v_s velocidad superficial o velocidad relativa a la área de superficie del filtro.

ρ densidad del fluido, kg/m³.

g aceleración de la gravedad.

ψ factor de forma de las partículas.

d diámetro de las partículas del material de filtración.

TABLA 2-22 Características generales de construcción y operación de los filtros de arena rápidos y lentos.

Característica	Filtros de arena lentos ¹	Filtros de arena rápidos ¹
Valor de filtración	1 a <u>4</u> a 8 m ³ /m ² /día	100-475 m ³ /m ² /día
Profundidad de cama	0.3 m de grava 1.0-1.5 m de arena	0.5 m de grava 0.75 m de arena

TABLA 2-22 (continuación)

Característica	Filtros de arena lentos ¹	Filtros de arena rápidos ¹
Tamaño de arena	Tamaño efectivo: 0.15 a <u>0.30</u> a 0.35 mm	Tamaño efectivo: 0.45 mm o más grande.
Coefficiente de uniformidad de la arena	2 a <u>2.5</u> a 3 (no estratificado)	1.5 o más pequeño (estratificado)
Carrera de filtración	20 a <u>30</u> a 120 días	12 a <u>24</u> a 72 h
Penetración de materia suspendida	Superficial (sólo se limpia la capa superior)	Profunda (se lava la cama entera)
Tratamiento preliminar de agua	Generalmente aireación, pero pueden incluirse	Son esenciales floculación y sedimentación

	floculación y sedimentación	
Método de limpiado	1. Raspando fuera de la capa de la superficie de arena y lavando la arena removida 2. Lavando la arena de la superficie mediante lavadora viajera.	Limpieza mediante rastra mecánica, aire o agua y remoción de material desalojado por el flujo ascendente de agua.
Costos		
Construcción	Altos	Bajos
Operación	Bajos	Altos
Depreciación	Bajos	Altos
Cantidad de agua de lavado	0.2-0.6% del agua filtrada	1-6% del agua filtrada

¹ Los valores promedio están subrayados.

En la tabla 2-23 se da una clasificación de formas medias y porosidades. Las propiedades de los materiales que más se utilizan para filtración se muestran en la tabla 2-24.

TABLA 2-23.- Factor de forma y porosidad de las partículas.

Descripción	Factor de forma (ψ)	Porosidad estándar (e)
Esférica	1.00	0.38
Redondeada	0.98	0.38
Gastada	0.94	0.39
Afilada	0.81	0.40
Angular	0.78	0.43
Aplastada	0.70	0.48

Material	Forma	Factor de forma	Densidad relativa
Arena sílica	Redondeada	0.82	2.65
Arena sílica	Angular	0.73	2.65
Grava sílica	Redondeada	1	2.65
Antracita	Angular	0.72	1.50 -

aplastada			1.75
-----------	--	--	------

TABLA 2-24.- Características medias de filtros.

Material	Porosidad %	Tamaño efectivo mm
Arena sílica	42	0.4 -1.0
Arena sílica	53	0.4 - 1.0
Grava sílica	40	1.0-50
Antracita aplastada	55	0.4 - 1.4

2.9 Plantas de tratamiento

En este apartado se dan los criterios que corresponden al diseño y ejecución de las instalaciones donde se efectúa el proceso de tratamiento. Se seguirán las definiciones expuestas en el inciso 2.8.1.

2.9.1 Tratamiento preliminar.

El objetivo del tratamiento preliminar consiste en separar de las aguas negras aquellos constituyentes que pudiesen obstruir o dañar las bombas, o interferir con los procesos subsecuentes del tratamiento.

A) Rejillas.

Las rejillas que se coloquen delante de las bombas de agua cruda deberán tener aberturas entre 50-150 mm. Las rejillas con aberturas más pequeñas serán convenientes para la mayoría de los otros dispositivos o procesos.

La pérdida de carga en la circulación a través de las rejillas se limitará, mediante el empleo de dispositivos de control, a valores del orden de 150 mm.

B) Tanques desarenadores.

Con el fin de proteger los elementos mecánicos móviles de la abrasión y el excesivo desgaste, y de reducir la formación de depósitos pesados en el interior de las tuberías, canales y conducciones, provocado por la excesiva acumulación de arenas u otros materiales que no se descomponen, se proyectarán desarenadores que eliminen todas las partículas arenosas, generalmente aquellas con un diámetro nominal de 0.20 mm, o más grandes, y con un peso específico mayor de 2.65.

Deberá haber siempre dos canales desarenadores como mínimo o un canal con una desviación para permitir su reparación y mantenimiento.

- Desarenadores de flujo horizontal.

Deberán diseñarse de manera que la velocidad de flujo sea de 0.30 m/s, para mantener las partículas orgánicas en suspensión, y que proporcione tiempo suficiente para que se sedimenten en el fondo del canal las partículas de arena.

En la tabla 2-25 se presentan los datos típicos para desarenadores de flujo horizontal.

TABLA 2-25 Criterios de diseño para desarenadores de flujo horizontal

Característica	Valor	Típico
Tiempo de retención, s	45-90	60
Velocidad horizontal, m/s	0.24-0.40	0.30
Velocidad de sedimentación para la eliminación de partículas, m/min ¹ :		
Malla 65	0.95-1.25	1.15
Malla 100	0.60-0.90	0.75

TABLA 2-25 (continuación)

Característica	Valor	Típico
Pérdida de carga en la sección de control como porcentaje de la profundidad del canal, %	30-40	36 ²
Incremento por turbulencia en la entrada y salida	$2 \cdot D_m - 0.5 \cdot L^{3,4}$	

¹ Si el peso específico de la arena es sustancialmente menor a 2.65, deberán usarse velocidades inferiores.

² Para la sección de control del canal de aforo de Parshall.

³ D_m equivale a profundidad máxima del decantador.

⁴ L equivale a longitud teórica del desarenador.

- Desarenadores cuadrados.

Estos recipientes se diseñarán para mantener un tiempo de retención de un minuto, o menor, para el gasto de diseño. Se usará como gasto de diseño el gasto máximo diario. El área del tanque se basará en el tamaño de la partícula de arena que se desee remover (ver tabla 2-26). Se aplicará un factor de seguridad igual a 2 para la superficie teórica de la carga superficial para permitir turbulencia en la entrada y la salida además del corto circuito que ocurrirá en el recipiente. El criterio común para diseño de estos tanques será el de remover el 95% de las partículas que se retienen en la malla No. 100 para el gasto pico. De acuerdo a los criterios dados para el

tiempo de retención y la carga superficial, los tanques serán poco profundos por lo que se agregará de 150-250 mm a la profundidad del tanque para poder instalar los mecanismos de limpieza.

TABLA 2-26.- Valores de la carga superficial para tanques cuadrados.

Tamaño de partícula		Velocidad de asentamiento ¹	Carga superficial teórica ²
Diámetro mm	Malla aproximada	cm/min	m ³ /m ² /día
0.83	20	494	7 120
0.59	28	363	5 200
0.46	35	247	3 550
0.33	48	186	2 670
0.25	60	165	2 370
0.21	65	131	1 890
0.18	80	116	1 670
0.15	100	91	1 320

¹ En un líquido a 15.5°C y peso específico de 2.65.

² A los valores de esta tabla se les aplicará un factor de seguridad igual a 2 para tomar en cuenta la ineficiencia hidráulica.

Será necesario lavar el material colectado mediante un dispositivo de lavado de arenas, ya que podrán removerse, en este tipo de desarenadores, cantidades significativas de material orgánico junto con las arenas y regresar el agua del lavado al influente.

- Desarenadores aireados.

Los criterios de diseño para este tipo de desarenadores se presentan en la tabla siguiente:

TABLA 2-27.- Criterios de diseño para desarenadores aireados

Características	Valor	Típico
Dimensiones		
Profundidad, m	2.0-5.0	
Longitud, m	7.5-20.0	
Ancho, m	2.5-7.0	
Relación ancho- profundidad	1:1 a 5:1	1.5:1
Relación longitud-ancho	3:1-5:1	4:1

Tiempo mínimo de retención para gasto pico, min	2-5	3
Suministro de aire m ³ /min/m	0.18-0.45	0.45
Cantidad de arena, m ³ /10 ⁶ m ³	4.0-195.0	15.0

En el diseño de desarenadores aireados, será importante variar el gasto de suministro de aire para controlar la tasa de eliminación y la limpieza de la arena.

- Desarenadores de vórtice.

En la tabla 2-28 se proporcionan los criterios de diseño para este tipo de desarenadores:

Tabla 2-28.- Criterios de diseño para desarenadores de vórtice.

Características	Valor	Típico
Tiempo de retención para gasto medio, s		30
Dimensiones: Diámetro:		
Cámara superior, m	1.25-7.0	

Tabla 2-28 (continuación)

Características	Valor	Típico
Cámara inferior, m	0.90- 1.80	
Altura, m	2.70-5.0	
Ancho, m	2.5-7.0	
Rendimientos de eliminación, %		
Malla 50 (0.30 mm)		95
Malla 70 (0.24 mm)		85
Malla 100 (0.15 mm)		65

C) Otras operaciones de tratamiento preliminar

- Preaireación.

Los objetivos que se pretenden conseguir con la aireación del agua residual antes de la sedimentación primaria son:

- * mejorar la tratabilidad del agua;
- * procurar la separación de las grasas, control de olores, separación de arenas y floculación;
- * conseguir una distribución uniforme de sólidos suspendidos y flotantes en su entrada a las unidades de tratamiento, y
- * aumentar la eliminación de la DBO.

- Floculación.

El propósito de la floculación del agua residual consiste en formar agregados o flóculos a partir de la materia

finamente dividida.

Cuando se utilice, la floculación se podrá llevar a cabo:

- * En tanques independientes o tanques especialmente proyectados para tal fin;
- * En instalaciones en línea tales como los conductos y tuberías que conectan entre sí las unidades de tratamiento, y
- * En tanques que combinan en una sola unidad las operaciones de floculación y la sedimentación.

Las paletas para la agitación mecánica deberán tener mecanismos de transmisión de velocidad variable que permitan el ajuste de la velocidad de la parte superior de la paleta por reducción de la misma hasta un 30% del valor máximo. Análogamente, cuando se emplee la floculación por aire se deberá poder ajustar de modo que el nivel energético de floculación se pueda variar a lo largo del tanque con el fin de que los flóculos formados inicialmente no sufran rotura en su salida de las instalaciones de floculación, tanto si son independientes, como en línea.

En la tabla 2-29 se presenta información típica para el proyecto de recipientes de preaireación y floculación.

TABLA 2-29.- Criterios de diseño de recipientes de preaireación y floculación.

Características	Valor	
	Intervalo	Típico
Preaireación:		
Tiempo de retención, min	10-45	30
Profundidad del tanque, m	3.0-6.0	4.50
Demanda de aire, m ³ /m ³	0.8-3.20	2.0
Floculación:		
Tiempo de retención, min	20-60	30
Floculación inducida por paletas, velocidad máxima periférica de la paleta, con reductor de velocidad hasta el 30% de la velocidad máxima, m/s	0.45-1.00	0.60
Floculación por agitación de aire, con difusores de tubo poroso, m ³ /10 ³ m ³	0.60-1.20	0.75

2.9.2 Tratamiento primario.

A) Tanques de sedimentación primaria.

- Tiempo de retención: Se proyectarán para proporcionar un tiempo de retención entre 1.5 y 2.5 horas para el gasto medio del agua residual.

- Carga de superficie: La adopción de una carga de superficie adecuada dependerá del tipo de suspensión que hay que sedimentar. Será conveniente poner especial atención en el hecho de que las cargas de superficie deberán ser lo suficientemente reducidas como para asegurar el rendimiento de las instalaciones en condiciones de gasto pico, que podrá variar entre tres veces el gasto medio para plantas pequeñas y el doble del gasto

medio para plantas de grandes dimensiones.

Una vez que se haya establecido la superficie del tanque, el tiempo de retención vendrá gobernado por la profundidad del agua en el interior del tanque.

- Cargas sobre vertedor: En general, las cargas sobre vertedor tendrán escasa repercusión sobre el rendimiento de los tanques de sedimentación primaria, y no será preciso tenerlas en cuenta a la hora de analizar la conveniencia del proyecto de un tanque de sedimentación. Serán más importantes la ubicación de los vertedores y el diseño de los tanques.

- Producción de lodo: Se deberá conocer o estimar el volumen de lodo producido en los tanques de sedimentación primaria, de modo que el proyecto y dimensionamiento de los tanques se puedan llevar correctamente.

En la tabla 2-30 se presentan los valores típicos para el diseño de tanques de sedimentación primaria.

TABLA 2-30.- Criterios de diseño de recipientes de sedimentación primaria.

Características	Valor	
	Intervalo	Típico
Sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario		
Tiempo de retención, min	90-150	120
Carga de superficie, m ³ /m ² .d		
A gasto medio	800-1,200	
A gasto pico	2,000-3,000	2,500
Carga sobre vertedor, m ³ /m.d	10,000-40,000	20,000
Sedimentación primaria con adición del fango activado en exceso:		
Tiempo de retención, min	90-150	120
Carga de superficie, m ³ /m ² .d		
A gasto medio	600-800	
A gasto pico	1,200-1,700	1,500
Carga sobre vertedor, m ³ /m.d	10,000-40,000	20,000

Se deberá disponer dos o más tanques con objeto de que el proceso no se interrumpa mientras uno de ellos esté fuera de servicio por razones de reparación o de mantenimiento. En las plantas grandes, el número de tanques vendrá determinado principalmente por las limitaciones de tamaño. En la tabla 2-31 se presentan las dimensiones y otros datos típicos para tanques de sedimentación rectangular y circular.

- Tanques rectangulares: Los tanques de sedimentación rectangulares podrán incorporar sistemas de remoción de lodos con rastras accionados por cadenas o con puentes de traslación. En el caso de plantas pequeñas, los sólidos que se sedimentan en el tanque se arrastrarán a receptores de lodo, mientras que en las plantas grandes, se arrastrarán a unos canales de fondo transversales. En unidades de gran longitud se podrán conducir los lodos a puntos cercanos al centro del tanque mediante los mecanismos de rastras.

En los casos en que no existan colectores transversales, será necesario instalar múltiples receptores de lodo. Será preferible instalar colectores transversales, posiblemente con excepción de las plantas pequeñas, puesto que permitirán extraer lodo más concentrado y uniforme.

Los canales de entrada del agua a tratar se deberán situar transversalmente a los tanques en la zona de entrada, de forma similar a los canales de recepción del efluente en la zona de salida. También convendrá ubicar las instalaciones de bombeo del lodo cerca de los receptores de lodo ubicados en los extremos de los tanques.

TABLA 2-31.- Criterios de diseño de recipientes de sedimentación rectangulares y circulares

Tipo de tanque	Valor	
	Intervalo	Típico
Rectangular:		
Profundidad, m	3-4.5	3.5
Longitud, m	15-90	25-40
Ancho, m ¹	3-25	5-10
Velocidad de las rastras, m/min	0.6-1.2	0.9
Circular:		
Profundidad, m	3-4.5	3.5
Diámetro, m	3-60	12-45
Pendiente del fondo, mm/m	6.25-16	8
Velocidad de las rastras, r/min	0.02-0.05	0.03

¹ Si el ancho de los tanques rectangulares de limpieza mecánica es mayor de 6 m, podrán utilizarse compartimentos múltiples con equipos de rastras individuales, permitiendo, por tanto, anchos de tanques hasta 24 m o mayores.

- Tanques circulares: En el diseño de tanques circulares con alimentación central, el agua residual se transportará hacia el centro del tanque mediante una tubería suspendida de un puente o embebida en concreto por debajo del fondo. En la zona central, el agua residual pasará por una campana circular diseñada para distribuir el flujo uniformemente en todas direcciones. La campana central tendrá un diámetro de entre 15 y 20% el diámetro total del tanque, con una profundidad entre 1 y 2.5 m.

En el diseño de tanques circulares con alimentación perimetral, existirá un deflector circular suspendido a corta distancia del muro del tanque, formando un espacio anular en el que se descargará el agua residual en dirección tangencial. El agua residual circulará en espiral alrededor del tanque y por debajo del deflector, mientras el líquido sedimentado se recogerá por medio de unos vertedores colocados a ambos lados de un canal situado en la parte central. La grasa y la espuma quedarán retenidas en la superficie del espacio anular.

2.9.3 Desinfección

A) Tanques de cloración.

El diseño de los tanques de cloración será de modo que al menos entre el 80 y 90% del agua residual permanezca dentro del tanque durante el tiempo de contacto especificado. La mejor manera de alcanzar este objetivo será empleando un tanque de laberinto del tipo de flujo en pistón o bien una serie de tanques interconectados o con diferentes compartimentos. Los tanques de cloración de flujo en pistón construidos a modo de laberinto para el ahorro de superficie precisarán un cuidado especial en su diseño. Ello será debido al desarrollo de zonas muertas que reducirán los tiempos de retención hidráulica. Las relaciones longitud-ancho superiores a 10:1, y especialmente del orden de 40:1, minimizarán los cortocircuitos. También se podrá minimizar la creación de cortocircuitos reduciendo la velocidad del agua residual que entra en los tanques de cloración. Para el control de la velocidad de entrada del agua se podrán emplear deflectores como los que se usan en los tanques de sedimentación rectangulares. La colocación de deflectores longitudinales podrá reducir los cortocircuitos y mejorar la retención real.

Para facilitar las operaciones de mantenimiento y extracción de lodos acumulados, la planta deberá contar con dos o más tanques de cloración. También se deberán tomar medidas adecuadas para el drenaje y la eliminación de espumas. Como alternativa al vaciado del tanque para la extracción de lodos, se podrán emplear equipos de limpieza por aspiración.

Podrá eliminarse la construcción de los tanques de cloración cuando el tiempo de circulación por la conducción de salida de la planta, en condiciones de gasto pico, sea igual o superior al tiempo de contacto, siempre y cuando se cuente con la autorización del organismo regulador.

Para gasto mínimo, la velocidad horizontal en el tanque deberá ser suficiente para arrastrar los sólidos del fondo, o como mínimo, proporcionar una sedimentación mínima de los flóculos de lodo que hayan podido escapar del tanque de sedimentación. Las velocidades horizontales deberán ser de 2 a 4.5 m/min como mínimo.

El gasto de salida del tanque de cloración se podrá medir mediante un vertedor triangular o rectangular o mediante un aforador Parshall.

2.9.4 Postaireación.

A) Aireación en cascadas.

En la tabla 2-32 se presenta información típica para el proyecto de este tipo de procesos. Para facilitar las labores de construcción, en los casos en que se instale tanto un tanque de cloración como un sistema de postaireación en cascada, ambos elementos se podrán construir siguiendo la misma estructura.

B) Aireación mecánica o mediante difusores de aire.

Para gastos pico, los tiempos de retención variarán de 10 a 20 minutos, tanto si se utiliza la aireación mecánica como los difusores de aire.

TABLA 2-32 Información típica para el proyecto de postaireación en cascada.

Elemento	Valor	
	Intervalo	Típico

Carga hidráulica para gasto medio de proyecto, m ³ /día·m de ancho	1,250-6,200	3,000
Dimensiones de los peldaños		
Altura, m	0.15-0.30	0.20
Longitud, m	30-60	45
Altura de la cascada, cm	15-40	

2.9.5 Tratamiento secundario

A) Proceso de lodos activados.

- Tanques de aireación.

La forma rectangular permitirá la construcción adosada de tanques aprovechando paredes comunes. La capacidad total necesaria del tanque se determinará a partir del diseño del proceso biológico. Para plantas con capacidades entre 2,000 y 40,000 m³/día, se deberán construir al menos dos tanques (para plantas de menor tamaño, también será recomendable disponer de un mínimo de dos tanques). En el intervalo entre 40,000 y 200,000 m³/día (0.44 m³/s a 2.2 m³/s) se construirán al menos cuatro tanques para facilitar el mantenimiento y flexibilizar la operación. Las plantas de grandes dimensiones, con más de 2.2 m³/s de capacidad, deberán contar con un mínimo de seis tanques. Para la determinación de la capacidad de los tanques de aireación, se desprecia el volumen que desplazan las conducciones de agua o de aire sumergidas en los tanques.

Si el agua residual va a ser aireada con difusores, la profundidad del tanque deberá situarse entre 4.5 y 7.5 m para que los difusores puedan funcionar eficientemente. Por encima de la superficie libre del agua, se deberá contemplar un bordo libre de entre 0.3 y 0.6 m. La relación ancho/profundidad de los tanques podrá variar entre 1:1 y 2.2:1, siendo la más frecuente 1.5:1. En plantas de grandes dimensiones, los tanques podrán ser más largos. En el caso de tanques de canales múltiples los canales podrán ser entre uno y cuatro canales conectados por los extremos. La relación longitud/ancho de cada canal deberá ser, al menos, de 5:1. En los casos en los que se empleen sistemas de difusión de aire de mezcla completa, se podrá reducir la relación longitud/ancho para disminuir los costos de construcción.

Las dimensiones y proporciones de cada unidad independiente deberán ser tales que aseguren el mantenimiento de velocidades de flujo adecuadas para evitar la deposición de sólidos en el fondo. En tanques de flujo en espiral se podrán eliminar las esquinas o colocar deflectores triangulares longitudinales para evitar la formación de zonas muertas y favorecer el flujo en espiral.

Para los sistemas de aireación mecánica, la distribución más eficiente es disponer un aireador superficial por tanque. Cuando se disponen varios aireadores en un mismo tanque para mejorar la eficiencia, la relación longitud/ancho del tanque deberá ser un número entero y cada aireador deberá situarse centrado en un cuadrado para evitar interferencias en las fronteras hidráulicas entre aireadores. El ancho y la profundidad se deberán dimensionar de acuerdo con la potencia del aireador, tal como se muestra en la tabla 2-33. Para procurar una cierta flexibilidad de operación que permita ajustarse a diferentes condiciones variables de demanda de oxígeno, será conveniente disponer de aireadores de dos velocidades. En los tanques de aireación con aireadores mecánicos, el bordo libre sobre la superficie libre del líquido deberá ser de entre 1 y 1.5 m.

Se aconseja que los tanques de aireación dispongan de un sistema de vaciado. En las plantas de grandes dimensiones, en las que el vaciado de los tanques puede ser más frecuente, convendrá instalar válvulas específicas para transvasar lodos en el fondo de los tanques. Aquéllas deberán estar conectadas a una estación de bombeo de vacío o bomba centralizada. En plantas pequeñas, resultará práctico el uso de pequeñas bombas

portátiles para el vaciado de los tanques. Los sistemas de vaciado se diseñarán de modo que permitan el vaciado del tanque en 16 horas.

TABLA 2-33.- Dimensiones típicas de los tanques de aireación para el uso de aireadores Mecánicos superficiales.

Potencia del aireador	Dimensiones del tanque, m	
	Profundidad	Ancho
CV		
10	3.33-4.00	10.0-13.3
20	4.00-4.66	11.7-16.7
30	4.33-5.00	13.3-20.0
40	4.00-5.66	15.0-22.6
50	5.00-6.00	15.0-25.0
75	5.00-6.66	16.7-18.3
100	5.00-6.66	20.0-30.0

- Instalaciones para la separación de sólidos

Los tanques circulares se construirán con diámetros variables entre 3 y 60 m, aunque las dimensiones más comunes se hallan entre 10 y 40 m. Preferiblemente, el radio del tanque no deberá exceder en cinco veces la profundidad del agua en la periferia del tanque.

Los tanques rectangulares deberán estar proporcionados para conseguir una distribución adecuada del gasto de forma que las velocidades horizontales no resulten excesivas. Se recomienda que la longitud total del tanque no exceda de 10 a 15 veces su profundidad, pero en plantas de grandes dimensiones se podrán diseñar tanques de hasta 90 m de largo. En los casos en los que el ancho de los tanques supere los 6 m, se podrán emplear sistemas múltiples de recolección de lodos para poder instalar tanques de hasta 24 m de ancho.

Desde el punto de vista del funcionamiento, las instalaciones de sedimentación secundaria deberán desarrollar dos funciones: 1) separación de los sólidos suspendidos del líquido mezcla del agua residual tratada, lo cual dará como resultado un efluente clarificado, y 2) espesamiento del lodo de retorno. En el diseño correcto de las instalaciones de sedimentación secundaria, se deberán tener en cuenta ambas funciones. Debido a que las dos se ven afectadas por la profundidad del sedimentador, será importante prestar atención especial a la elección de una determinada profundidad, de modo que se disponga del volumen necesario para el desarrollo normal de ambas funciones.

En general, el área necesaria para la sedimentación se deberá basar en la carga de superficie equivalente a la partícula menor a eliminar del líquido sedimentado en las zonas superiores del tanque de sedimentación.

El área necesaria para el espesamiento del licor mezclado dependerá del flujo de sólidos límite que puede ser transportado al fondo del tanque de sedimentación. Debido a que el flujo de sólidos varía en función de las características del lodo, se deberán llevar a cabo pruebas de sedimentación para determinar la relación entre la concentración de lodo y la velocidad de sedimentación y determinar las necesidades de área superficial. La profundidad de la zona de espesamiento del tanque de sedimentación deberá ser la adecuada para 1) asegurar el mantenimiento de un espesor del manto de lodo suficiente para evitar la recirculación de lodos no espesados,

y 2) almacenar temporalmente los sólidos que periódicamente se aplican en exceso sobre la capacidad de transmisión de la suspensión dada.

Cuando se diseñe sin la ayuda de pruebas de sedimentación será necesario utilizar valores publicados de las cargas de superficie y de las cargas de sólidos. En la tabla 2-34 se presentan los valores típicos para el diseño de sedimentadores secundarios. La carga de sólidos de un tanque de sedimentación de lodos activados se podrá calcular dividiendo el volumen de los sólidos totales aplicados entre la superficie del tanque. Para efectos de proyecto no se deberán adoptar valores mayores que los que se muestran en la tabla 3-15 a no ser que se hayan realizado estudios experimentales que abarquen todas las variables operativas durante todas las estaciones del año.

Cuando en el diseño de los sedimentadores se use como variable de diseño a la carga sobre vertedor se emplearán los valores siguientes: Las cargas sobre vertedor empleadas en tanques de grandes dimensiones no excederán los 375 m³/m-día de vertedor para gasto máximo cuando los vertedores se sitúen lejos de la zona de ascenso de la corriente de densidad, o 250 m³/m-día cuando se sitúen dentro de la zona de ascenso. En tanques de pequeñas dimensiones, los límites correspondientes serán 125 m³/m-día para gasto medio o 250 m³/m-día para gasto máximo. La velocidad de ascenso en las proximidades del vertedor se deberá limitar a alrededor de 3.7-7.3 m/h.

Los dispositivos de entrada de agua al tanque deberán disipar la energía del agua entrante, distribuir uniformemente el flujo, tanto en dirección vertical como horizontal, eliminar las corrientes de densidad, minimizar las perturbaciones a la capa de lodo, y favorecer el proceso de floculación.

TABLA 2-35.- Información típica de diseño para sedimentadores secundarios.

Tipo de tratamiento	Carga de superficie m ³ /m ²		Profundidad,
	Media	Pico	m
Sedimentación después del proceso de lodos activados (excepto en la aireación prolongada)	0.678-1.356	1.695-2.035	3.6-6.0
Sedimentación después del proceso de lodos activados con oxígeno	0.678-1.356	1.695-2.035	3.6-6.0

TABLA 2-35 (continuación)

Tipo de tratamiento	Carga de superficie m ³ /m ²		Profundidad, m
	Media	Pico	
Sedimentación después del proceso de aireación prolongada	0.339-0.678	1.356	3.6-6.0
Sedimentación después del proceso de filtros percoladores	0.678-1.017	1.695-2.035	3.0-4.5
Sedimentación después de biodiscos: Efluente secundario	0.678-1.356	1.695-2.035	3.0-4.5
Efluente nitrificado	0.678-1.017	1.356-1.695	3.0-4.5

Tipo de tratamiento	Carga de superficie m ³ /m ²	Profundidad, m
Sedimentación después del proceso de lodos activados (excepto en la aireación prolongada)	3.90-5.85	9.76
Sedimentación después del proceso de lodos activados con oxígeno	4.88-6.83	9.76
Sedimentación después del proceso de aireación prolongada	0.97-4.88	6.83
Sedimentación después de filtros percoladores	2.93-4.88	7.81
Sedimentación después de biodiscos: Efluente secundario	3.90-5.85	9.76
Efluente nitrificado	2.93-4.88	7.81

Se dotará a los sedimentadores secundarios con sistema de recolección de espumas.

2.9.6 Filtros percoladores

El intervalo habitual de cargas y las características de operación de los diferentes tipos de filtros se indican en la tabla 2-36. Los filtros no se deberán ubicar en lugares en los que el desprendimiento de olores pueda representar un inconveniente.

Los factores que deberán tomarse en cuenta para el proyecto de las instalaciones físicas asociadas a los filtros percoladores incluirán: 1) dosificación del gasto; 2) tipo y características físicas de alimentación del sistema de distribución; 3) tipo y características físicas del medio filtrante a utilizar; 4) configuración del sistema de drenaje inferior; 5) provisión de sistemas de ventilación adecuados, naturales o forzados; y 6) proyecto de los tanques de sedimentación necesarios.

2.9.7 Biodiscos (Contactores biológicos rotativos)

El volumen óptimo de los tanques en los que se instalen los biodiscos será de $0.0049 \text{ m}^3/\text{m}^2$ de medio. Un valor típico de la profundidad de agua es de 1.50 m, el cual permitirá sumergir el 40% del medio.

Los tanques de sedimentación de los sistemas de biodiscos comparten con los tanques de sedimentación de filtros percoladores las características de que todo el lodo producido se evacua a las instalaciones de tratamiento de lodos.

2.9.8 Lagunas de estabilización

En la tabla 2-37 se presentan valores típicos de los parámetros de diseño de los diferentes tipos de lagunas.

A pesar de que el proceso de diseño de las lagunas de estabilización es poco preciso, para asegurar el rendimiento óptimo de las instalaciones será necesario tomar en cuenta los factores siguientes: 1) proyecto de las estructuras de entrada y de salida; 2) conductos de interconexión; 3) construcción de los diques; 4) profundidad del líquido; 5) construcción del fondo d; y 6) control de los escurrimientos superficiales.

A) Estructuras de entrada y de salida

Se recomienda utilizar sistemas de entradas múltiples, especialmente en el caso de lagunas facultativas de grandes dimensiones, en las que es conveniente distribuir los sólidos sedimentables sobre una gran superficie. Para conseguir una mayor flexibilidad de explotación, se podrán incorporar entradas móviles. La salida se deberá situar lo más lejos posible de la entrada, y deberá estar bien diseñada para permitir reducir el nivel de agua a una velocidad inferior a 0.3 m/semana mientras la unidad recibe su carga normal. La salida deberá ser de dimensiones tales que permita el acceso fácil para llevar a cabo las labores de mantenimiento. Para evitar sifonamientos, los conductos de descarga deberán ventilarse. Por razones de mantenimiento, se dotará a las lagunas con sistemas completos de drenaje. Todos los conductos de entrada, salida e interconexión, deberán equiparse con juntas que garanticen la estanqueidad.

B) Conductos de interconexión

Las conducciones se deberán construir de modo que se minimicen las pérdidas de carga para gasto pico, y de que se asegure la distribución uniforme del gasto a todas las zonas d. Se deberán disponer diversas conducciones, y sus dimensiones deberán ser suficientemente grandes para limitar las pérdidas de carga para gasto pico a valores por debajo de los 70 a 100 mm, con tirantes comprendidos entre dos tercios y tres cuartos del diámetro.

C) Construcción de los diques

Los diques se deberán construir de modo que se minimicen las filtraciones. Será necesario eliminar la vegetación, y se escarificará la zona en la que se ubique el talud.

El dique deberá ser lo suficientemente ancho, mínimo 3 m en la corona, para permitir la circulación de la

maquinaria necesaria para llevar a cabo las labores de mantenimiento.

D) Construcción del fondo d

El fondo de las lagunas aerobias y la mayoría de las lagunas anaerobias deberá ser lo más horizontal posible, excepto en la zona cercana a la entrada del líquido. La cota del acabado no variará en más de 15 cm de la cota media del fondo, excepto en los casos en los que el fondo de una laguna aerobia-anaerobia se diseñe especialmente para la retención de sólidos sedimentables en celdas o compartimentos en forma de tolvas. Para evitar el exceso de filtraciones, el fondo deberá estar bien compactado.

E) Control de los escurrimientos superficiales

Las lagunas no deberán recoger cantidades sustanciales de agua procedente de escurrimiento superficial, por lo que se deberán tomar medidas adecuadas para desviar el flujo de agua superficial alrededor de las lagunas.

TABLA 2-36 Información típica para el diseño de filtros percoladores.

Elemento	Carga baja	Carga intermedia	Carga alta	Carga muy alta	De desbaste	Doble etapa
Medio filtrante	Piedra, escoria	Piedra, escoria	Piedra	Piedra	Plástico, madera	Roca, plástico
Carga hidráulica m ³ /m ² -día	1.20-3.50	3.50-4.90	9.40-37.55	11.70-70.40	47.0-188.0	9.40-37.55
Carga orgánica, kg DBO ₅ /m ³ -día	0.08-0.40	0.25-0.50	0.50-0.95	0.48-1.60	1.6-8.0	0.95-1.80
Profundidad, m	1.80-2.40	1.80-2.40	0.90-1.80			
Relación de recirculación	0	0-1	1-2	1-2	1-4	0.5-2
Moscas en el filtro	Abundantes	Algunas	Escasas	Escasas o ninguna	Escasas o ninguna	Escasas o ninguna
Arrastre de sólidos	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continuo	Continuo	Continuo
Eficiencia de eliminación de la DBO, %	80-90	50-70	65-85	65-80	40-65	85-95
Efluente	Bien nitrificado	Parcialmente nitrificado	Escasamente nitrificado	Escasamente nitrificado	No nitrificado	Bien nitrificado

Tabla 2-37.- Información típica para el diseño de lagunas

Parámetro	Tipo de laguna					
	Laguna aerobia (carga baja) ¹	Laguna aerobia (carga alta) ¹	Laguna aerobia (de maduración)	Laguna aerobia-anaerobia facultativa ²	Laguna anaerobia	Lagunas aireadas
Régimen de flujo	Mezcla intermitente	Mezcla intermitente	Mezcla intermitente	Estrato superficial mezclado		Mezcla completa
Tamaño de la laguna, ha	< 4 unidades múltiples	0.20-0.80	0.80-4 unidades múltiples	0.80-4 unidades múltiples	0.20-0.80 unidades múltiples	0.80-4 unidades múltiples
Funcionamiento ³	En serie o en paralelo	En serie	En serie o en paralelo	En serie o en paralelo	En serie	En serie o en paralelo
Tiempo de retención ³ ,	10-40	4-6	5-20	5-30	20-50	3-10

días						
Profundidad, m	0.9-1.2	0.3-0.45	0.5-0.9	1.2-2.4	2.4-4.8	1.8-6.0
pH	6.5-10.5	6.5-10.5	6.5-10.5	6.5-8.5	6.5-7.2	6.5-8.0
Intervalo de temperaturas, °C	0-30	5-30	0-30	0-50	6-50	0-30
Temperatura óptima, °C	20	20	20	20	30	20
Carga de DBO ₅ ⁴ , %	80-95	80-95	60-80	80-95	50-85	80-95
Principales productos de la conversión	Algas, CO ₂ , tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , tejido celular bacteriano	Algas, CO ₂ , tejido celular bacteriano, NO ₃	Algas, CO ₂ , CH ₄ , tejido celular bacteriano	CO ₂ , CH ₄ , tejido celular bacteriano	CO ₂ , tejido celular bacteriano
Concentración de algas, mg/l	40-100	100-260	5-10	5-20	0-5	
Sólidos suspendidos en el efluente ⁵ , mg/l	80-140	150-300	10-30	40-60	80-160	80-250

¹ Lagunas aerobias convencionales proyectadas para maximizar la producción de oxígeno más que la cantidad de algas.

² Las lagunas incluyen un sistema de aireación adicional. En lagunas sin aireación adicional, las cargas típicas de DBO son del orden de una tercera parte de las indicadas.

³ Depende de las condiciones climáticas.

⁴ Valores típicos. En muchos lugares se han empleado valores muy superiores.

⁵ Incluye algas, microorganismos y sólidos suspendidos residuales. Los valores se basan en una DBO soluble del afluente de 200 mg/l y, excepto en el caso de las lagunas aerobias, una concentración de sólidos suspendidos de 200 mg/l.

2.10 Equipo y maquinaria hidráulica

En el diseño, elementos tales como medidores de presión, medidores de gasto, actuadores para válvulas, válvulas, compuertas de fierro fundido, malacates para operación de las compuertas, etc. son fabricados por compañías especializadas por lo que el diseñador especificará equipo elementos que se puedan conseguir con facilidad, es decir, de fabricación estándar.

2.10.1 Proceso de selección de válvulas

La selección de válvulas tiene muchos factores y es preferible tener como referencia una lista que facilite su selección, se deberán tener en cuenta las siguientes características básicas en esta lista:

- Tipo de válvula.
- Materiales de construcción.
- Capacidades de presión y temperatura.
- Material de empaquetaduras y juntas.
- Gasto y disponibilidad.

Una vez determinadas la función y el tipo de servicio, se puede seleccionar el tipo de válvula, según su construcción, con el uso de la lista para clasificación de las válvulas.

A) Válvulas para servicio de bloqueo o cierre

Las características principales y los usos más comunes de los diversos tipos de válvulas para servicio de bloqueo o cierre son:

- Válvulas de compuerta: Resistencia mínima al flujo de la tubería. Se utiliza totalmente abierta o cerrada. Accionamiento poco frecuente.
- Válvulas macho. Cierre hermético. Deben estar abiertas o cerradas del todo.
- Válvulas de bola. No hay obstrucción al flujo. Se utiliza cuando se quieren minimizar las pérdidas.
- Válvulas de mariposa. Su uso principal es para cierre y estrangulación de grandes volúmenes de agua a baja presión. Su diseño de disco abierto, rectilíneo, evita cualquier acumulación de sólidos; la caída de presión es muy pequeña.

B) Válvulas para estrangulación

Las características principales y los usos más comunes para diversos tipos de válvulas para servicio de estrangulación son:

- Válvulas de globo: Son para uso poco frecuente, produce resistencia y caída de presión considerables.
- Válvulas de aguja: Estas válvulas son básicamente válvulas de globo que tienen un macho cónico similar a una aguja que ajusta con precisión en su asiento.
- Válvulas en Y: Son válvulas de globo que permiten el paso rectilíneo y sin obstrucción igual que las válvulas de compuerta.
- Válvulas de ángulo: Son en esencia iguales que las válvulas de globo. La diferencia principal es que el flujo del

fluido en la válvula de ángulo, hace un giro de 90°.

- Válvulas de mariposa: Su uso principal es para cierre y estrangulación de grandes volúmenes de fluido a baja presión (desde 150 psig hasta el vacío). Produce poca caída de presión.
- Válvula de no retorno: Este tipo de válvulas no permiten el flujo inverso, actúan en forma automática ante los cambios de presión para evitar que se invierta el flujo.

C) Materiales de construcción

Se deben tener en cuenta los materiales de construcción adecuados para el servicio a que se destinará la válvula. Todas las partes de la válvula en contacto con el fluido, deben tener resistencia a la corrosión; para lograrlo, se debe tener en cuenta la guía de los materiales recomendados por los fabricantes.

D) Sobre capacidades de presión y temperatura

Para cubrir este punto es necesario determinar las presiones y elementos químicos y físicos que pudiera contener el agua y comparar estos datos con los que aparecen en las listas de los fabricantes.

E) Sobre el material de empaquetaduras y juntas

La selección del material adecuado para empaquetaduras y juntas, es tan importante como la de los materiales de la válvula para el servicio al que se destinan. Un error en la selección podría obligar a un paro del sistema. Al seleccionar el material de empaquetaduras, el ingeniero debe consultar la literatura de los fabricantes, para comprobar que el material seleccionado sea el adecuado. La forma física de la empaquetadura debe ser compatible con las características mecánicas de la válvula. Ciertos materiales de empaquetaduras requieren una elevada compresión, pero hay válvulas que son muy endebles y no se puede aplicar una gran compresión. Ciertas empaquetaduras incompatibles pueden producir desgaste del vástago.

F) Sobre el costo y disponibilidad

Muchas veces se encontrará más de un tipo de válvula para un trabajo específico. Cuando todos los factores, como materiales de construcción, rendimiento, capacidad para presión y temperatura y disponibilidad son iguales, se debe seleccionar la válvula de menor precio.

La única forma de conocer el costo y disponibilidad de cualquier tipo de válvula, es cuando se tienen las

cotizaciones de diversos distribuidores o fabricantes.

G) Sobre la evaluación

Cuando ya se conocen la función, tipo, materiales de construcción y empaquetaduras, se pueden solicitar cotizaciones a los distribuidores y fabricantes y evaluarlas después de recibirlas. Se hace una lista comparativa de los datos críticos, como nombre del fabricante, costo, tiempo de entrega, materiales de construcción y empaquetadura. La experiencia indica que habrá una gran variación en el costo, tiempo de entrega y calidad. Una lista bien preparada para comparación de ofertas ayudará a tomar una decisión óptima y, aun después de este paso, se deben analizar a fondo los detalles de la válvula seleccionada, para tener seguridad de que es la idónea para la función requerida.

2.10.2 Evaluación de la pérdida de presión en válvulas

Las pérdidas en una válvula se calcularán en función de la carga de velocidad por medio de

$$h_a = K \frac{v^2}{2g}$$

donde:

h pérdida de carga, en m

K coeficiente de resistencia o de pérdida de carga por velocidad, es función del tipo de válvula

v velocidad media del flujo, en m/s

g aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²

El valor de K se obtendrá con las siguientes fórmulas.

Fórmula 1

$$K_2 = \frac{0.8 \left(\sin \frac{\theta}{2} \right) (1 - \beta^2)}{\beta^4} = \frac{K_1}{\beta^4}$$

Fórmula 2

$$K_2 = \frac{0.5(1-\beta^2)\sqrt{\sin\frac{\theta}{2}}}{\beta^4} = \frac{K_1}{\beta^4}$$

Fórmula 3

$$K_2 = \frac{2.6\left(\sin\frac{\theta}{2}\right)(1-\beta^2)^2}{\beta^4} = \frac{K_1}{\beta^4}$$

Fórmula 4

$$K_2 = \frac{(1-\beta^2)^2}{\beta^4} = \frac{K_1}{\beta^4}$$

Fórmula 5

$$K_2 = \frac{K_1}{\beta^4} + \text{Fórmula 1} + \text{Fórmula 3}$$

$$K_2 = \frac{K_1 + \sin\frac{\theta}{2}\left[0.8(1-\beta^2) + 2.6(1-\beta^2)^2\right]}{\beta^4}$$

Fórmula 6

$$K_2 = \frac{K_1}{\beta^4} + \text{Fórmula 2} + \text{Fórmula 4}$$

$$K_2 = \frac{K_1 + 0.5\sqrt{\sin\frac{\theta}{2}}(1-\beta^2) + (1-\beta^2)^2}{\beta^4}$$

Fórmula 7

$$K_2 = \frac{K_1}{\beta^4} + \beta(\text{Fórmula 2} + \text{Fórmula 4})$$

Cuando $\theta=180^\circ$

$$K_2 = \frac{K_1 + \beta [0.5(1 - \beta^2) + (1 - \beta^2)^2]}{\beta^4}$$

$$\beta = \frac{d_1}{d_2}$$

$$\beta^2 = \left(\frac{d_1}{d_2} \right)^2$$

Siendo:

d1 diámetro de entrada

d2 diámetro de salida

f_T Factor de fricción

Los valores de f_t se tomarán de la tabla 2-38 (Ref. 3)

TABLA 2-38.- Factores de fricción

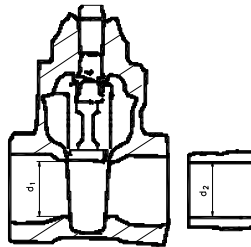
Diámetro nominal (mm)	Factor de fricción f_t
15	0.027
20	0.025
25	0.023
32	0.022
40	0.021
50	0.019
65,80	0.018
100	0.017
125	0.016
150	0.015
200,250	0.014
300-400	0.013
450-600	0.02

El subíndice 1 define dimensiones y coeficientes para el diámetro menor. El subíndice 2 se refiere al diámetro

mayor.

A continuación se dan los coeficientes (K) de resistencia en función al tipo de válvula

A) Válvulas de compuerta de cuña



Si $\beta = 1$, $\theta = 0$

$$K1 = f_T$$

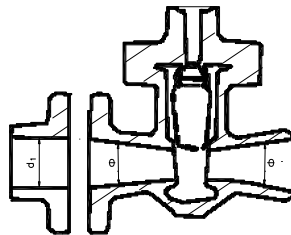
Si $\beta < 1$, $\theta \leq 45^\circ$

$$K2 = \text{Fórmula 5}$$

Si $\beta < 1$ y $45^\circ < \theta < 180^\circ$

$$K2 = \text{Fórmula 6}$$

B) Válvulas de compuerta de doble obturador



Si $\beta = 1$, $\theta = 0$

$$K1 = f_T$$

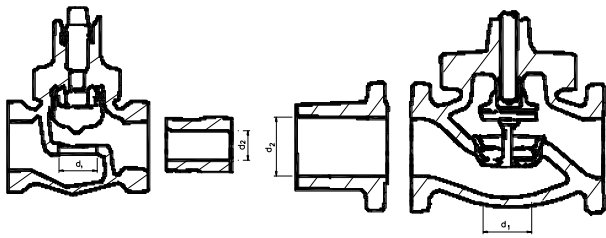
Si $\beta < 1$, $\theta \leq 45^\circ$

$$K2 = \text{Fórmula 5}$$

Si $\beta < 1$ y $45^\circ < \theta < 180^\circ$

$$K2 = \text{Fórmula 6}$$

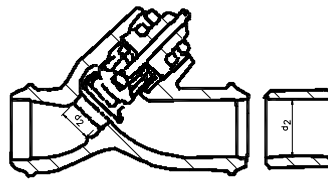
C) Válvulas de globo



Si $\beta = 1$

$$K_1 = 340 f_T$$

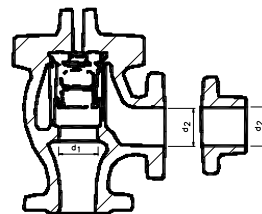
D) Válvulas de globo en Y



Si $\beta = 1$

$$K_1 = 55 f_T$$

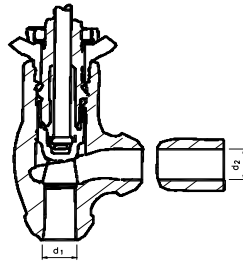
E) Válvulas angulares bridadas



Si $\beta = 1$

$$K_1 = 150 f_T$$

F) Válvulas angulares soldadas

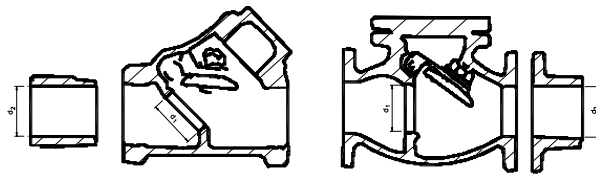


Si $\beta = 1$ $K_1 = 55 f_T$

Todas las válvulas de globo y angulares con asiento reducido o de mariposa:

Si $\beta < 1$ $K_2 = \text{Fórmula 7}$

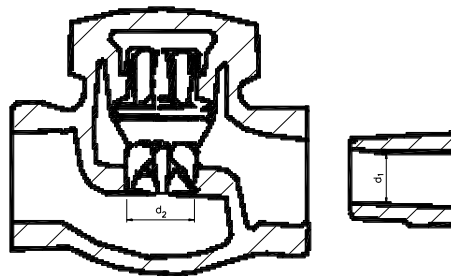
G) Válvulas de retención de disco oscilante



Disco a 45 °: $K = 100 f_T$

Disco a 90 °: $K = 50 f_T$

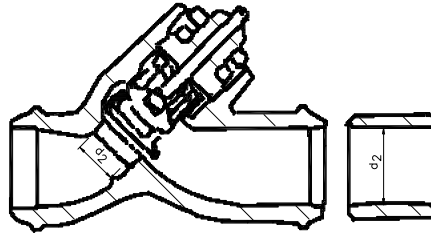
H) Válvulas de retención de obturador ascendente



Si $\beta = 1$ $K_1 = 600 f_T$

Si $\beta < 1$ $K_2 = \text{Fórmula 7}$

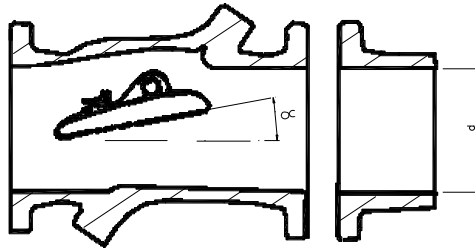
I) Válvulas de retención de obturador ascendente en Y



Si $\beta = 1$ $K_1 = 55 f_T$

Si $\beta < 1$ $K_2 = \text{Fórmula 7}$

J) VÁLVULAS DE RETENCIÓN DE DISCO BASCULANTE



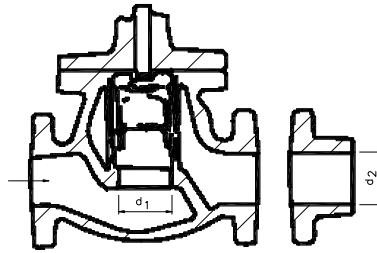
Pasos $a = 5^\circ$ $a = 15^\circ$

50 mm a 200 mm $K = 40f_T$ $120f_T$

250 mm a 350 mm $K = 30f_T$ $90f_T$

400 mm a 1200 mm $K = 20f_T$ $60f_T$

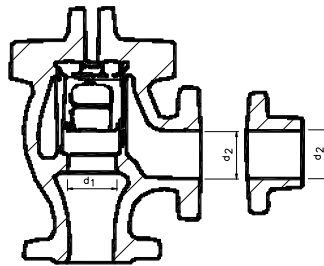
K) Válvulas de retención y cierre tipo recto



Si $\beta = 1$ $K_1 = 400 f_T$

$\beta < 1$ $K_2 = \text{Fórmula 7}$

L) Válvulas de retención y cierre tipo angular



Si $\beta = 1$ $K_1 = 200 f_T$

Si $\beta < 1$ $K_2 = \text{Fórmula 7}$

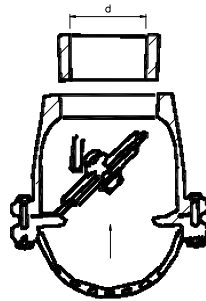
M) VÁLVULAS DE PIE CON FILTRO

Obturador ascendente



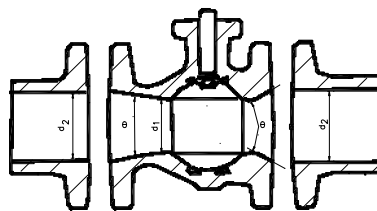
$$K = 420 f_T$$

Obturador oscilante



$$K = 75 f_T$$

N) Válvulas de globo

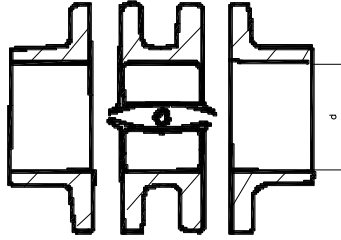


Si $\beta = 1, \theta = 0$ $K_1 = 3 f_T$

$\beta < 1$ y $\theta \leq 45^\circ$ $K_2 = \text{Fórmula 5}$

$\beta < 1$ y $45^\circ < \theta \leq 180^\circ$ $K_2 = \text{Fórmula 6}$

O) Válvulas de mariposa



Diámetro

50 mm a 200 mm

$$K = 45 f_T$$

250 mm a 350 mm

$$K = 35 f_T$$

400 mm a 600 mm

$$K = 25 f_T$$

2.10.3 Pérdidas de presión por rozamiento en las paredes de la tubería

Las pérdidas para una tubería recta son función de la superficie interior de la misma, del diámetro interior y de la velocidad, la densidad y la viscosidad del agua; se expresa por la ecuación de Darcy

$$h_L = f \frac{L v^2}{D 2g},$$

Donde:

f coeficiente de fricción

L longitud de la tubería, en m

D diámetro interior de la tubería, en m

v velocidad media de flujo, en m/s

g aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²

Si $Re < 2000$,

$$f = \frac{64}{Re}$$

Si $Re > 4000$, f es función del valor del número de Reynolds y del tipo de pared de la tubería; f se obtiene del diagrama de Moody.

2.10.4 Pérdidas de presión por cambios en la dirección del flujo y cambio de la sección transversal de la tubería.

Estas pérdidas se expresan también como función de la altura de velocidad

$$h = K \frac{v^2}{2g}$$

Se dan a continuación algunos de los valores de K más usuales.

A) ESTRECHAMIENTO BRUSCO Y GRADUAL

Si $q \leq 45^\circ$ $K_2 = \text{Fórmula 1}$

$45^\circ < q < 180^\circ$ $K_2 = \text{Fórmula 2}$

B) ENSANCHAMIENTO BRUSCO Y GRADUAL

Si $q \leq 45^\circ$ $K_2 = \text{Fórmula 3}$

$45^\circ < q < 180^\circ$ $K_2 = \text{Fórmula 4}$

2.10.5 Normas sobre soldadura en tuberías.

La eficiencia de una junta soldada necesariamente debe ser igual o superior al del material de las piezas que une. Para lograr esto, se requiere la utilización de electrodos de la calidad adecuada a la de las placas a soldar; además la junta deberá normalizarse para eliminar tensiones internas. También deberá contarse con los medios convenientes para la revisión del cordón de soldadura.

Se deberá exigir que la soldadura sea aplicada por operarios especializados.

Básicamente los procedimientos de soldadura son:

- Soldadura eléctrica manual, por arco descubierto, con electrodo fusible revestido.
- Soldadura eléctrica semiautomática, por arco en atmósfera gaseosa, con alambre electrodo fusible.
- Soldadura eléctrica automática, por arco sumergido, con alambre electrodo desnudo.

Antes de soldar, se limpiarán los bordes de la junta, eliminando oxidación, pintura, grasa, etc.; las partes a soldar estarán bien secas.

La geometría de las juntas podrá ser:

- A tope, en placas de hasta 6 milímetros de espesor.
- En V en placas desde 6 hasta 19 milímetros de espesor.
- En X o a veces en K en placas desde 19 milímetros de espesor hacia adelante.

2.10.6 Normas sobre el diseño de compuertas.

Las compuertas son estructuras que se utilizan como medios para regulación de gasto, cierres de emergencia y cierres por mantenimiento; se ubican en lugares como cárcamos de bombeo, pozos radiales, canales de llamada y obras de toma en presas.

El material para la fabricación de las compuertas puede ser fierro fundido o de placas y perfiles laminados de

acero A-36 ó A-7.

Las compuertas de fierro fundido son suministradas por casas constructoras especializadas, para cargas hasta de 30 m, y se pueden conseguir de forma circular o rectangular.

A) Estructuración.

Las compuertas planas se deberán estructurar de alguna de las siguientes maneras:

- La pantalla se apoya sobre largueros de separación variable y de sección constante.
- La pantalla se apoya sobre largueros de diferente sección y espaciados igualmente.
- La pantalla se apoya sobre largueros iguales al más cargado con separaciones iguales.

La primera opción es la más indicada en compuertas de superficie de grandes dimensiones porque es la que mejor uso hace de los materiales.

La última opción es la más fácil de construir y puede aplicarse, tanto en compuertas sumergidas como de superficie, aunque con cierto desperdicio de material.

B) Carga.

La carga hidrostática al centro de la compuerta es:

$$h = NAMO - \left(z_1 + \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

NAMO nivel de aguas máximas ordinarias (m.s.n.m)

z_1 elevación al pie de la compuerta (m.s.n.m.)

a altura de la compuerta (m)

Empuje hidrostático sobre una compuerta sumergida:

$$E_h = w \cdot a \cdot b \cdot \frac{(H_1 + H_2)}{2}$$

Donde

w peso específico del agua = 1000 kg/m³

a altura de la compuerta (m)

b ancho de la compuerta (m)

H_1 carga de agua sobre la cabeza de la compuerta (m)

H_2 carga de agua al pie de la compuerta (m)

El empuje hidrostático se aplica a una distancia Y, medida desde la cabeza de la compuerta

$$Y = \frac{a}{3} \left(\frac{H_1 + 2H_2}{H_1 + H_2} \right)$$

Empuje hidrostático sobre una compuerta de superficie.

$$E_h = \frac{wba^2}{2}$$

$$Y = \frac{H_1}{3}$$

Cuando la pantalla se apoya sobre largueros de la misma sección transversal pero con separaciones diferentes; la distancia medida desde la superficie del agua al eje de cada larguero está dada por:

$$h_n = \sqrt{h_1^2 + 2na}$$

$$a = \frac{A}{N}$$

Donde

h_1 carga hidrostática, en m, a la cabeza de la compuerta.

n número de larguero

A área del trapecio de carga hidrostática actuando sobre la compuerta (para el caso de compuerta sumergida).

N número de partes en que se divide el trapecio de cargas = $2n$

a carga aplicada a un larguero (área equivalente).

Una vez definida la separación de los largueros se procederá a calcular las cargas, momentos y fuerzas cortantes a los que quedan sujetos considerando los largueros como simplemente apoyados.

Secuencia de cálculo:

- Carga uniformemente repartida

$$w = ep$$

- Momento máximo (al centro del claro)

$$M = ep \frac{L^2}{8}$$

- Cortante máximo (en los apoyos)

$$V = R = ep \frac{L}{2}$$

- Módulo de sección necesario

$$S = \frac{M}{fs}$$

- Área necesaria del alma.

$$ht_w = \frac{V}{fv}$$

- Deflexión máxima (al centro del claro)

$$d = \frac{L}{500}$$

En las fórmulas anteriores:

e ancho tributario, cm

p presión media sobre el larguero, kg/cm²

L claro efectivo, cm

fs esfuerzo permisible a la tensión, 0.5 fy, kg/cm²

fv esfuerzo permisible por cortante, 0.33 fy, kg/cm²

h peralte del alma de la viga, cm

t_w espesor del alma de la viga, cm

M momento, kg-cm

V fuerza cortante, kg

S módulo de sección, cm³

d deflexión, cm

w carga uniformemente repartida, kg/cm

NOTA: Se pueden usar otras unidades siempre que sean compatibles.

La deflexión calculada en cada viga no deberá exceder de 1/500 del claro efectivo (L).

En el caso de que la viga o refuerzo se fabrique con placas soldadas la relación entre el peralte (d) y el ancho del alma (bw) de la viga no deberá exceder del valor siguiente (6.3).

$$\frac{d}{t_w} = \frac{2150}{\sqrt{fy}}$$

C) Diseño de la pantalla

La pantalla puede diseñarse suponiendo que trabaja según una de las siguientes hipótesis:

- Como viga continua de ancho unitario, apoyada en cada uno de los largueros y en los bordes horizontales.
- Como placa apoyada en los bordes verticales (compuertas de superficie).
- Como placa apoyada perimetralmente (compuertas sumergidas).

D) Esfuerzos permisibles

Se tomarán, para los diferentes elementos de las compuertas como esfuerzos permisibles los siguientes:

CONCEPTO	ESFUERZOS PERMISIBLES
Para tensión y compresión en fibras extremas	0.5 fy
Para tensión y compresión en miembros en cajón	0.5 fy
Para tensión y compresión en las fibras extremas de pasadores	0.75 fy
Para tensión y compresión en las fibras extremas de placas de asiento rectangulares	0.62 fy
Por aplastamiento. En las superficies maquinadas y en el área proyectada de agujeros barrenados para pasadores	

	0.75 fy
Tensión en pernos y tornillos.- Pernos A-307	810 kg/cm ²
Cortante en remaches y tornillos.- Pernos A-307	600 kg/cm ²
Aplastamiento en el área proyectada (de los miembros unidos)	1.13 fy
Soldadura en chaflán de ranura con penetración parcial	845 kg/cm ²
Soldadura con electrodo de arco sumergido A-233 clase E- 60	845 kg/cm ²
Tensión en el área neta excepto para perfiles conectados con pasadores	0.5 fy
Tensión en el área neta en miembros conectados con pasadores	0.5 fy
Miembros compuestos o en ganchos compuestos	0.37 fy
Cortante en el área bruta del alma de vigas y trabes	0.33 fy

**CAPITULO III.
NORMAS DE DISEÑO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.**

1 EMPUJES Y PRESIONES

1.1 Definición

Se entiende como empujes y presiones a las solicitaciones en general que actúan sobre las obras hidráulicas; principalmente presas, tanques, tuberías a presión y canales.

1.2 Presas

1.2.1 Presas de tierra y roca

Los empujes y presiones que actúan sobre este tipo de estructuras son los debidos principalmente al empuje del agua, presión de poro y fuerzas de filtración.

A) Forma de considerar el empuje del agua E_a

- Se calcula la resultante del empuje del agua que actúa sobre el núcleo impermeable de ancho unitario, mediante la expresión:

$$E_a = \frac{\gamma_a h_a l_a}{2}$$

Donde " γ_a " es el peso volumétrico del agua; " h_a " y " l_a " variables que dependen de la localización del círculo de análisis (fig. 4.1).

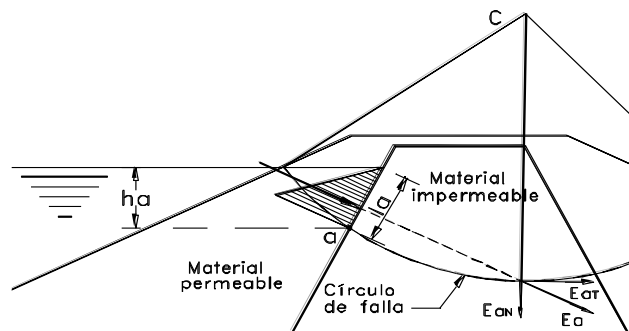


FIGURA 1-1.- Empuje hidrostático.

- La resultante se lleva a lo largo de su línea de acción hasta cortar el círculo.

- En ese punto se descompone en una normal (radial) E_{aN} y en una tangencial E_{aT} , cuyos valores se hacen intervenir en la estabilidad (véase 1.2).

B) Forma de considerar la presión de poro U_p

- Se define la línea de saturación (L.S.) y se traza la red de flujo en el interior del núcleo impermeable.
- Para un punto determinado del círculo de falla dentro de la zona impermeable, se traza una línea horizontal por el punto en el que su equipotencial corta a la línea de saturación.
- La presión de poro será el segmento de línea radial (P-P'') delimitada por la horizontal y el punto de análisis (fig. 1.2).

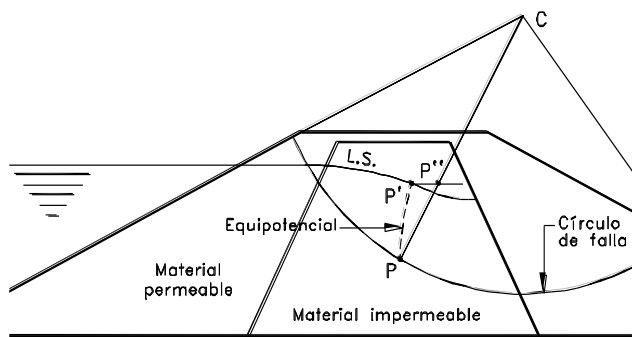


FIGURA 1-2.- Presión de poro.

- La presión de poro total será la integral de la curva formada por todos los puntos del círculo de falla dentro de la zona impermeable.

C) Forma de considerar las fuerzas de filtración F_F^{ω}

- Se traza la red de flujo de vaciado rápido.
- La red se divide en figuras regulares dentro del círculo de falla, con la finalidad de obtener su área y centro de gravedad.
- Para cada figura se obtiene el gradiente hidráulico "i" de la línea de flujo que pasa por su centro de gravedad.
- La fuerza de filtración de cada sección se obtiene como:

$$F_F^{\omega} = \gamma_a i A$$

donde “ i ” es el gradiente hidráulico (caída de carga entre longitud) y “ A ” el área de la sección.

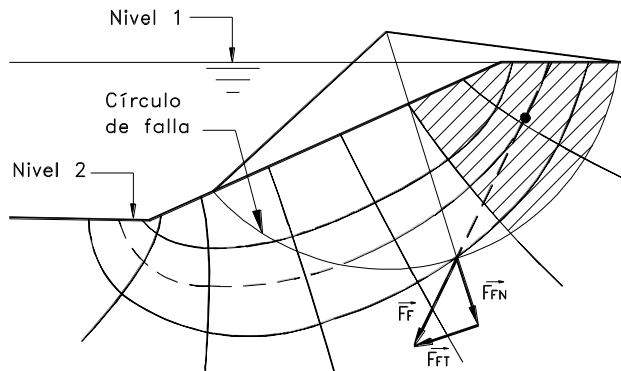


FIGURA 1-3.- Fuerza de filtración.

- La fuerza se lleva a lo largo de su línea de acción (tangente a la línea de flujo en el centroide) hasta cortar el círculo (fig. 1.3).

- En ese punto se descompone en una normal (radial) F_{FN}^{φ} y en una tangencial F_{FT}^{ρ} .

- La fuerza de filtración normal y tangencial total será la suma de las fuerzas particulares de cada sección que se localizan dentro del círculo de falla.

1.2.2 Presas de gravedad

Los empujes y presiones que actúan sobre este tipo de estructuras se considerarán bidimensionalmente y son los debidos principalmente al empuje hidrostático, subpresión, empuje de azolves y sismo; cuya forma de evaluarlos es la siguiente:

A) Empuje hidrostático

En el cálculo del empuje hidrostático se considera por separado la componente horizontal (E_h) y el peso del agua que actúa sobre el talud del talón, si lo hay (P_a), subdividiendo éste en componentes según figuras simples. El empuje horizontal y el peso del agua se calcularán para diferentes condiciones de llenado del vaso según el caso de combinación de cargas de que se trate. Los empujes del agua del lado de aguas abajo se desprecian.

El empuje hidrostático horizontal, es igual al volumen de la cuña de distribución de presiones, es decir:

$$E_h = \frac{\gamma_a H_a^2}{2}$$

aplicado a un tercio de la altura H_a (fig. 4.4).

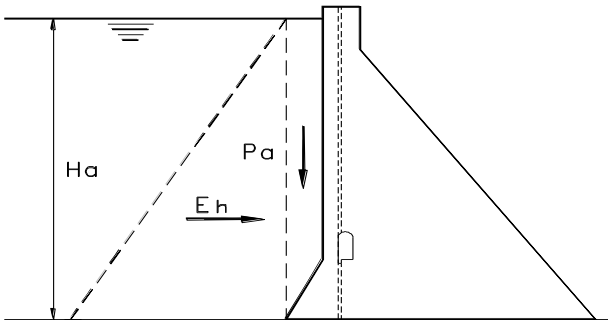


FIGURA 1-4.- Empuje hidrostático.

El peso del agua es igual al volumen del agua por el peso volumétrico de la misma que se encuentra sobre el talón de la cortina (fig. 4.4), aplicado en el centro de gravedad del volumen.

B) Subpresión

La subpresión se calcula subdividiendo el diagrama de subpresiones en figuras simples y trabajando con las componentes que así se obtienen. Los niveles de agua aguas arriba y aguas abajo de la cortina, para determinar el diagrama de subpresiones, deben ser acordes con la combinación de cargas que se esté analizando.

En el caso de existir una línea de drenes, el factor de reducción de la subpresión "k", será de 0.25.

La reducción de la subpresión se calcula con la siguiente expresión:

$$k\gamma_a(h_1-h_2)$$

donde h_1 y h_2 es la carga de agua aguas arriba y aguas abajo respectivamente de la presa (ver fig. 4.5).

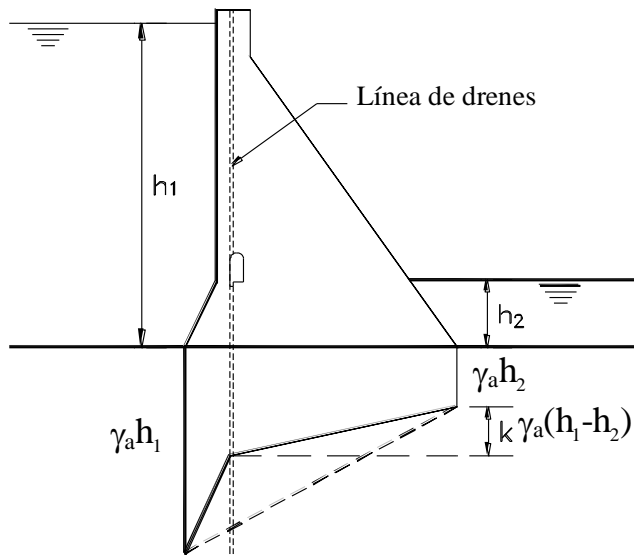


FIGURA 1-5.- Subpresión.

C) Empuje de azolves

Los azolves que acarrea la corriente se depositan en el vaso y ejercen empujes en el paramento agua arriba de la cortina, que son mayores que los empujes hidrostáticos.

Cuando el paramento aguas arriba tiene algún talud, el empuje horizontal D_h será producido por el suelo y el

empuje vertical D_v será el peso del mismo (peso de la cuña con $\gamma' = 0.92 \text{ ton/m}^3$).

La forma de calcular el empuje horizontal (empuje activo según Rankine), es la siguiente:

$$D_h = \frac{\gamma' h_d^2 (1 - \sin\phi)}{2 (1 + \sin\phi)}$$

donde:

γ' peso del material sumergido.

ϕ ángulo de fricción interna.

h_d profundidad de la capacidad de azolves.

Para diseños preliminares se empleará:

$$D_h = \frac{\gamma' h_d^2}{2}$$

donde $\gamma' = 0.36 \text{ ton/m}^3$.

D) Sismo

En el método convencional de análisis de una presa de gravedad se utilizará un procedimiento pseudoestático de cálculo sísmico. Así, en el cuerpo de la cortina se consideran fuerzas horizontales correspondientes a cada figura en que se haya subdividido la sección para el cálculo del peso propio (T_i). Estas fuerzas se valuarán aplicando el factor o coeficiente sísmico a los pesos respectivos, y se supondrán actuando en el centro de gravedad de cada parte de la sección de la cortina y en el sentido más desfavorable (fig. 4.6).

El coeficiente sísmico λ será el λ_0 (coeficiente sísmico regional) que corresponda a la región sísmica (véase las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo) en que se ubicará la presa, afectado de un factor de 1.33 para tomar en cuenta la magnitud relativa de los daños en caso de falla por sismo.

Por otra parte, debe adicionarse el efecto del sismo en el agua embalsada (fig. 4.6). Este se calcula como una fuerza horizontal resultante de la parábola de Westergaard con las consideraciones de Zangar (U.S.B.R.) que se resumen en las fórmulas siguientes:

$$T_a = \alpha \frac{C_m}{2} \gamma_a \lambda H_a^2 \sec \theta$$

$$Z_{T_a} = \beta h_a$$

donde:

T_a fuerza por sismo en el agua.

α coeficiente en función de h_a/H_a (Tabla 4.1).

C_m coeficiente en función del paramento aguas arriba (Tabla 1-2).

λ coeficiente sísmico de diseño.

H_a profundidad de la cimentación de la cortina.

θ ángulo de inclinación del paramento de aguas arriba con la vertical.

Z_{T_a} altura de la línea de acción de T_a sobre el plano de análisis.

β coeficiente en función de h_a/H_a (ver tabla 1-1).

h_a profundidad del plano de análisis.

TABLA 1-1

ha/Ha	α	β
0	0	0.389
0.1	0.04	0.385
0.2	0.11	0.384
0.3	0.22	0.384
0.4	0.35	0.384
0.5	0.51	0.385
0.6	0.68	0.387
0.7	0.87	0.390
0.8	1.06	0.394
0.9	1.24	0.397
1.0	1.44	0.402

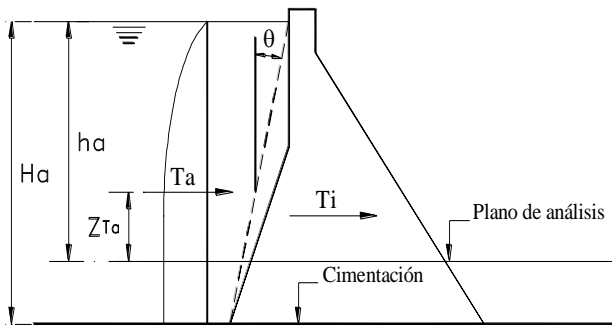


FIGURA 1-6.- Sismo.

TABLA 1-2

θ	C_m
0	0.73
10	0.67
20	0.61
30	0.54
40	0.46
50	0.38
60	0.29
70	0.21
80	0.11
90	0

1.3 Tanques

Las principales fuerzas que actúan sobre los tanques para agua con superficie libre y a presión, son: carga muerta, empuje hidrostático, empuje del terreno, cargas vivas, maquinaria, viento y sismo.

1.3.1 Carga muerta

En las cargas muertas se deberá considerar el peso de los equipos incluyendo la carga dinámica del agua, el peso de las tuberías y del agua en su interior, válvulas, atraques y silletas, tomando en consideración las futuras ampliaciones.

En recipientes enterrados, el peso del material de relleno sobre la cubierta se considerará con un espesor no menor de 60 cm de altura.

1.3.2 Empuje hidrostático

Para considerar el empuje debido al agua, se deberá considerar la altura del agua en el recipiente hasta el nivel de vertido de excedencias con un peso volumétrico de $1,000 \text{ kg/m}^3$.

Al evaluar las deformaciones en la estructura y en la cimentación de tanques de regulación y cárcamos de bombeo, se supondrá que el recipiente está lleno al 70% de su capacidad; en los recipientes utilizados en los procesos de potabilización, que normalmente vierten por la parte superior, se consideran llenos al 100% de su capacidad.

Para el análisis de recipientes enterrados o semienterrados, ubicados en terrenos donde el nivel de aguas freáticas se encuentre temporal o permanentemente arriba de la losa de fondo, se deberá tener en cuenta el empuje hidrostático lateral del agua sobre los muros y el efecto de flotación del conjunto, considerando el nivel de aguas freáticas máximo esperado en el sitio. Se deberá tener en cuenta que el nivel de aguas freáticas local puede elevarse por fugas de agua de los recipientes o tuberías cercanas

1.3.3 Empuje del terreno

En el análisis de recipientes enterrados o semienterrados, se deberá tener en cuenta el empuje activo del terreno y considerando la sobrecarga que pueda presentarse por efecto de cargas vivas rodantes.

1.3.4 Cargas vivas

Las cargas vivas actúan en las cubiertas de los recipientes, pasillos de operación, plataformas y escaleras. Las cargas vivas recomendadas para el análisis de la cubierta de los recipientes, son las siguientes:

- Las losas que soporten equipos de bombeo se deberán diseñar para una carga viva mínima de $1,465 \text{ kg/m}^2$, debido a que en el montaje o al efectuar reparaciones, los equipos pueden quedar depositados provisionalmente sobre la cubierta.
- En recipientes que se construyan sobre el nivel del terreno, en un área de acceso restringida, con cubiertas de pendiente igual o menor al 5%, la carga viva en la losa de cubierta se deberá considerar igual o mayor que 120 kg/m^2 .
- En recipientes enterrados, la carga viva en la losa de cubierta no será menor que 500 kg/m^2 .
- En recipientes a presión, se considera como carga viva a la presión interior, la cual es la carga por unidad de superficie, generada por la acción del agua, alimentado al interior del recipiente.

En escaleras, pasillos de operación y plataformas, se deberá considerar una carga viva de 500 kg/m^2 . Los barandales se deberán diseñar para una carga viva concentrada de 100 kg actuando en cualquier punto del pasamanos y en cualquier dirección.

1.3.5 Maquinaria

Las acciones debidas a maquinaria tales como impacto, par de arranque, vibraciones, arranque y frenado de grúas viajeras, se deberán considerar como cargas variables. Para valuarlas se deberán conocer las características del equipo proporcionadas por el fabricante, así como las especificaciones de la Sociedad Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME).

1.3.6 Viento

Los efectos del viento sobre los tanques se deberán evaluar tomando en cuenta las presiones y/o succiones estáticas o dinámicas para estructuras del Tipo 3, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento.

1.3.7 Sismo

Para el diseño sísmico de tanques, es necesario tener en cuenta dos tipos de solicitaciones: presiones hidrodinámicas sobre las paredes y el fondo, y fuerzas de inercia en la masa del tanque. A su vez, el movimiento del líquido origina dos tipos de presiones hidrodinámicas: las presiones impulsivas asociadas al impacto del líquido con el recipiente en movimiento y las presiones convectivas asociadas a las oscilaciones del fluido.

1.4 Tuberías a presión

La tubería debe proyectarse para que no se dañe en ninguna condición de operación estacionaria o transitoria del acueducto. Los esfuerzos de tensión deberán ser soportados dentro de los límites del comportamiento elástico de los materiales (acero y/o concreto) de la tubería. En las tuberías de acero los esfuerzos máximos a los que la tubería puede ser sometida se determinan por medio de la norma ASTM-A53B. En las tuberías de concreto la norma es NOM-C-253-1985.

En cuanto a las depresiones, presión interior menor que la atmosférica, la tubería debe soportarlas sin colapsar. Siendo la mínima presión posible en el interior de un acueducto, la presión de vapor del agua a la temperatura de trabajo (ver tabla 1-3).

TABLA 1-3.- Presión absoluta del vapor de agua a diferentes temperaturas.

Temperatura (° C)	Presión absoluta de vapor del agua (m. c. a.)
0	0.06
10	0.12
20	0.25
30	0.44
40	0.76
50	1.26
60	2.03
70	3.20
80	4.86
90	7.18
100	10.33

Las tuberías deben diseñarse para resistir la carga total que consiste en carga estática más sobrecarga por golpe de ariete. Los esfuerzos de trabajo que se usan deben garantizar la seguridad de las instalaciones, en cualesquiera circunstancias de operación. Sin embargo, esfuerzos cercanos al límite de fluencia se pueden aceptar en condiciones de emergencia. Para tuberías apoyadas sobre silletas o anillos atiesadores, dentro de

túneles o rampas exteriores, se deben considerar la superposición de esfuerzos por cambios de temperatura y por trabajo como viga, a los obtenidos por presión interna (ref. 3).

1.4.1 Golpe de ariete.

Para la protección de equipos y de la tubería de conducción, se deberán considerar los efectos producidos por Golpe de Ariete.

Para el cálculo de sobrepresión por golpe de ariete, se empleará la siguiente expresión para un tiempo de cierre de $T = 2L/a$:

$$h_1 = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{Ea D}{Et e}}}$$

Donde:

h_1 sobrepresión por golpe de ariete.

v velocidad del agua.

Ea módulo de elasticidad del agua.

D diámetro interior de la tubería.

Et módulo de elasticidad de la tubería.

e espesor de la tubería.

L longitud de la tubería.

a celeridad de la onda de presión.

En la tabla 1-4 (ref. 2) se presentan los módulos de elasticidad de algunos materiales.

TABLA 1-4 Módulos de elasticidad.

Material	Et kg/cm ²
Acero	2 100 000
Hierro fundido	930 000
Concreto simple	125 000
Fibrocemento	328 000

PVC	31 400
Polietileno	Puede adoptarse 5 200
Agua	20 670

1.4.2 Esfuerzos circunferenciales.

El esfuerzo circunferencial de tensión, en una placa delgada de una tubería, debido a presión interna, está dado por la expresión:

$$f_s = \frac{Dp}{2e\eta}$$

Donde:

f_s esfuerzo de tensión en la placa.

D diámetro interior.

p presión interna.

e espesor de la placa.

η Eficiencia de la junta soldada, longitudinal.

1.4.3 Esfuerzos longitudinales.

A) Esfuerzos debidos a cambios de temperatura.

En tuberías ancladas rígidamente contra movimientos longitudinales el esfuerzo unitario por cada grado de cambio de temperatura es igual al coeficiente de dilatación del material de la tubería “ α ” multiplicado por su módulo de elasticidad, o sea:

$$f = \alpha \times Et$$

Los coeficientes de dilatación de los principales materiales que se emplean en las tuberías se muestran en la tabla 1-5.

TABLA 1-5.- Coeficientes de dilatación térmica.

Material	$\alpha, \frac{1}{^{\circ}C} \times 10^{-6}$
Acero	12
Hierro fundido	10.5
Concreto	11

Fibro cemento	12
PVC	80
Polietileno	70

En tuberías en que se instalen juntas de expansión y se permita el libre movimiento en los apoyos los esfuerzos longitudinales por cambio de temperatura se deben a la resistencia por fricción entre la tubería y los apoyos, más la resistencia en la junta de expansión. La resistencia en los apoyos varía de acuerdo con el tipo y la condición de soporte. Para obtenerla se presentan los coeficientes de fricción en la tabla 1-6.

TABLA 1-6.- Coeficientes de fricción.

Material	Coefficiente de fricción μ
Acero contra concreto	0.60
Acero contra acero (superficies oxidadas)	0.50
Acero contra acero (superficies engrasadas)	0.25
Acero contra acero (con dos capas de lámina de asbesto grafitado)	0.25
Rodillos o balancines (deteriorados)	0.15

Para juntas de expansión se empleará., una resistencia friccionante de 750 kg por metro lineal de circunferencia, la que se puede usar para obtener los esfuerzos longitudinales correspondientes.

B) Esfuerzos como consecuencia de la deformación radial.

La expansión radial de una tubería causada por la presión interna tiende a provocar una contracción longitudinal (relación de Poisson), con el correspondiente esfuerzo longitudinal de tensión, igual a 0.303 del esfuerzo circunferencial, y quedando establecido que la tubería tiene anclajes en los extremos que restringen los desplazamientos en tal sentido.

Estos esfuerzos se deberán combinar algebraicamente con otros esfuerzos longitudinales a fin de obtener los esfuerzos totales.

1.4.4 Esfuerzos de viga.

Cuando una tubería se coloca sobre apoyos trabaja como una viga continua. Las cargas de trabajo serán el peso de la tubería propiamente dicha y el peso del agua.

Se deberán hacer varias combinaciones de los esfuerzos obtenidos por trabajo de viga, temperatura y otros con el fin de determinar la condición más crítica que se debe considerar en el diseño definitivo.

1.4.5 Apoyos en las tuberías de acero

En las tuberías de acero localizadas dentro de túneles, sobre el terreno o cruzando depresiones o barrancos, deberán ser autosoportables.

Lo anterior es posible en la mayoría de los casos sin incrementar el espesor de las placas, excepto pequeñas longitudes adyacentes a los apoyos, en claros muy grandes. Para que la tubería funcione satisfactoriamente como una viga se deben limitar las deformaciones de la placa en el apoyo mediante el uso de anillos de rigidez.

Debido a la restricción impuesta por un anillo de rigidez o por un machón de anclaje de concreto, ocurren esfuerzos de flexión secundarios en la tubería, en las proximidades al anillo de rigidez o machón de anclaje. Aun cuando estos son esfuerzos locales en la tubería, los cuales decrecen rápidamente con la distancia al anillo o anclaje, se deben agregar a los otros esfuerzos longitudinales.

En una tubería con deformaciones totalmente restringidas el máximo esfuerzo secundario por flexión será:

$$f_{s1} = 1.82 \frac{pr}{e}$$

Donde:

f_{s1} esfuerzo secundario por flexión.

p presión interna.

r radio del tubo.

e espesor de la tubería.

1.4.6 Esfuerzos de pandeo

Los esfuerzos debidos a pandeo en un cascarón cilíndrico de forma perfecta están dados por:

$$\sigma_{er} = \frac{E}{\sqrt{3(1-\mu^2)}} \left(\frac{e}{r} \right)$$

En donde E y μ son los módulos de elasticidad y Poisson respectivamente.

1.5 Canales

La distribución de presiones a lo largo de la sección transversal del canal es igual a la distribución hidrostática de presiones; es decir, la distribución es lineal.

El flujo gradualmente variado también puede considerarse como flujo paralelo, debido a que el cambio en la profundidad de flujo es tan suave que las líneas de corriente no tienen curvaturas apreciables ni divergencia; es decir, la curvatura y la divergencia son tan pequeñas que el efecto de las componentes de aceleración en el plano de la sección transversal es insignificante. Por consiguiente, para propósitos prácticos, la ley hidrostática de distribución de presiones es aplicable tanto al flujo gradualmente variado como al flujo uniforme.

2 ESTRUCTURAS DE TIERRA Y ROCA

2.1 Definición

Entiéndase por estructuras de tierra y roca a todas aquellas estructuras cuyos materiales que las constituyen son básicamente tierra, roca o una combinación de ambas en cualquiera de sus clasificaciones.

2.2 Tipos de estructuras

Las estructuras más comunes de tierra y roca son:

- Cortinas (homogénea de tierra, tierra con relleno hidráulico, materiales graduados, enrocamiento con núcleo de tierra y enrocamiento con pantalla de concreto, principalmente).
- Diques.
- Bordos.
- Canales sin revestir.

2.3 Criterios de análisis

Para garantizar la seguridad estructural, se deberá cumplir con los siguientes criterios de análisis:

2.3.1 Estabilidad de taludes

Se revisará por el método Sueco que los taludes no se deslicen ante la acción de las fuerzas que sobre la estructura actúan, de las cuales se pueden distinguir las condiciones de análisis siguientes:

{ Material recién colocado: "condiciones iniciales"
 (al término de la construcción)
 { Material consolidado totalmente: "condiciones finales"

{ Empuje de agua { NAMO
 { NAME
 { Sin empuje de agua { Totalmente vacío
 { NAMu
 { Vaciado rápido

{ Sin sismo
 { Con sismo

{ Talud de aguas arriba
 { Talud de aguas abajo

Para asegurar la estabilidad del talud se deberá obtener los factores de seguridad (F.S.) de la mayor cantidad de círculos de falla posibles y se compararán con los siguientes valores permisibles:

CONDICIÓN	F. S.
- Al término de la construcción.	1.3
- Vaciado rápido.	
Desde el NAME.	1.0
Desde el NAMO.	1.2
Llenado parcial.	1.5
Flujo establecido	1.5
- Sismo.	1.0

Una estructura se considerará estable siempre y cuando el número de círculos de falla que no cumplan con el rango permisible no sea mayor que el 5% del total analizado.

El Factor de Seguridad se define como el cociente entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes, que en el caso del peso del material, las fuerzas actuantes serán las componentes normales multiplicadas por la tangente de su ángulo de fricción interno, mientras que las fuerzas resistentes serán las componentes tangenciales.

2.3.2 Tubificación

Para evitar fallas por tubificación, se deberá cumplir que en toda la red de flujo a través de materiales susceptibles de tubificar se cumpla que:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta L} < 0,3$$

Donde:

i gradiente hidráulico.

Δh carga hidráulica.

ΔL longitud del recorrido.

2.3.3 Asentamientos.

La forma de evaluar los asentamientos es la siguiente:

$$\Delta A = m_v \Delta p h$$

Donde:

ΔA asentamiento.

m_v módulo de compresibilidad volumétrica.

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_o}$$

a_v coeficiente de compresibilidad.

E_o relación de vacíos inicial.

$\Delta \bar{p}$ incremento de esfuerzos efectivos.

h espesor de la capa original.

Para asegurar la estabilidad de las estructuras contra asentamientos, estos no deberán ser mayores de 0.01h.

2.3.4 Licuación

Para evitar las fallas por licuación se recomienda lo siguiente:

- Evitar los finos no cohesivos (IP < 6); si los hay en la cimentación, retirarlos.

- Si no hay otros materiales en cantidades suficientes:

- Mezclar los materiales malos con los aceptables, y
- Hacer análisis de estabilidad de taludes despreciando la contribución de esos materiales malos a la resistencia al esfuerzo cortante.

- En general, no construir estructuras de relleno hidráulico (especialmente cortinas y diques).

2.4 Cimentación de las cortinas

Las cimentaciones de las cortinas además de proporcionar apoyo a la estructura evita o reduce las pérdidas de agua por filtraciones, y como consecuencia la tubificación y las presiones de poro.

2.4.1 Cimentación en aluvión

Las cimentaciones en aluvión mas comunes son:

A) Trincheras.

Las trincheras son excavaciones de gran magnitud sobre el acarreo del río, con la finalidad de desplantar el material impermeable de la cortina sobre material firme. El material de relleno y su colocación deberán cumplir las mismas especificaciones que las del material impermeable.

B) Pantalla rígida.

Cuando el estrato permeable es muy grande se deberán usar pantallas rígidas, que son obstáculos que parten de una zona impermeable de la cortina, hasta la región impermeable de la cimentación. Las pantallas se pueden formar inyectando materiales impermeables o colando pilotes o tableros de concreto (muros).

- Muros. Los muros se forman excavando zanjas de 2 m y estabilizada con lodos después desplazados por concreto bombeado y colocado con manguera.

- Pilotes. Los pilotes se forman excavando pozos de 60 cm ϕ (puede variar) y estabilizados con lodos para colar posteriormente concreto con bomba, desplazando a los lodos. Los pozos se excavarán en 2 etapas, la primera de ellas dejando una separación entre ellos de tal manera que los pozos de la segunda etapa se traslapen 10 cm a cada lado con los primeros.

C) Pantalla flexibles.

La pantalla flexible conocida también como pantalla de lodos, es una trinchera de 1 a 3 m de ancho y la profundidad requerida para llegar a terreno firme. El relleno de lodos es una mezcla de arena, grava, bentonita y algún aditivo, con una buena graduación para que se forme un gel y que resista los empujes de aguas arriba satisfactoriamente.

D) Delantales.

Cuando la profundidad desde la base de la cortina a la roca es grande pero la permeabilidad es baja, una solución al problema de filtraciones y como consecuencia de tubificaciones, es la construcción de delantales impermeables, que no son más que la prolongación del corazón impermeable hacia aguas arriba. La longitud del delantal dependerá de la altura o carga del embalse y de la permeabilidad y espesor de la cimentación, de tal manera que cumpla con las condiciones de seguridad del inciso 4.2.3.

E) Inyecciones.

En depósitos de aluvión con profundidades de más de 100 m, se deberán usar pantallas de inyección para impermeabilizar dichas cimentaciones.

La cortina de inyecciones se formará con varias filas de barrenos a distancias de 2 a 3 m al tresbolillo y diámetro de 2.54 a 5.08 cm, según el caso, encamisadas para evitar derrumbes. Una vez hechas las perforaciones se procede a inyectar el producto seleccionado a presión.

Los productos inyectables son de dos tipos: químicos y suspensiones estables. Los primeros son soluciones de silicato de sodio con un reactivo, resinas sintéticas o hidrocarburos para llenar huecos de arenas finas, conglomerados o areniscas y los últimos son mezclas de arcilla, cemento, arena y agua.

2.4.2 Cimentación en roca

A) Inyecciones.

El tratamiento de la cimentación de rocas fisuradas se deberá realizar mediante una pantalla y un tapete de inyecciones con suspensiones inestables, generalmente mezclas de agua y cemento. Es importante cuidar la relación agua cemento (A/C), que debe diseñarse para cada caso particular.

La pantalla de inyecciones se formará con una línea de perforaciones de 7.62 cm de diámetro, una profundidad mínima del 60% de la altura de la cortina y una separación de 10 m en una primera etapa. Si durante la exploración se observa que una zona está más fracturada y es más permeable, es decir, tuvo mayor número de Unidades Lugeon (1 Lugeon = 1 litro por minuto por metro, bajo una presión de 10 kg/cm²), se deberá realizar una segunda etapa de perforaciones intercaladas con las primeras a cada 5 m (figuras. 2-1 y 2-2).

El tapete de inyecciones se formará con varias líneas de perforaciones de 7.62 cm de diámetro, una profundidad mínima del 20% de la altura de la cortina y una separación de 10 m al tresbolillo (figs. 2-1 y 2-2).

B) Recomendaciones.

Si en una progresión a la presión especificada, el consumo de cemento rebasa cierta cantidad establecida, pasar a la siguiente etapa.

Si en una progresión a la presión especificada, ya no toma lechada la roca, pasar a la siguiente progresión.

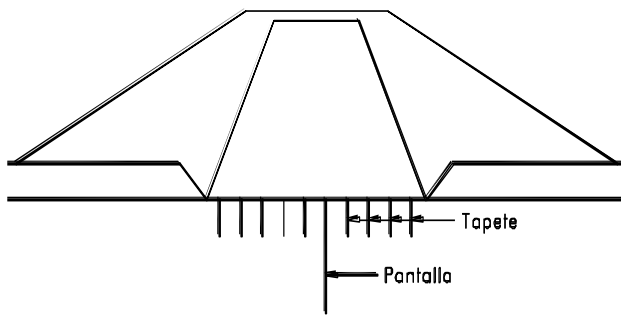


FIGURA 2-1.- Sección transversal (elevación).

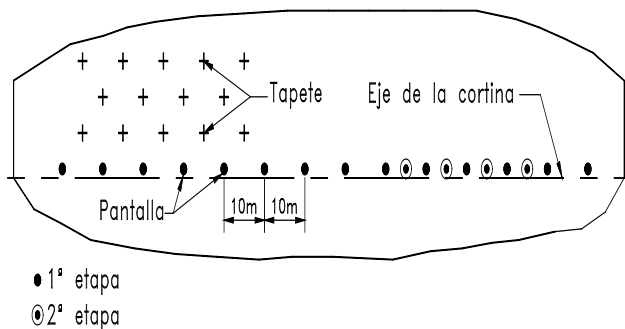


FIGURA 2-2.- Planta de la cimentación.

3. ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA.

3.1 Alcance

Este título contiene los requisitos que deben cumplir en el proyecto, ejecución y mantenimiento de una edificación hidráulica para lograr un nivel de seguridad adecuado contra fallas estructurales, así como un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación.

Las estructuras hidráulicas tienen la misma importancia, se clasificarán como únicas y solo se diferenciarán por el tipo de suelo en que quedan desplantadas.

Las estructuras hidráulicas forman parte de un sistema, si una de las estructuras falla, fallará todo el sistema, de ahí la importancia de ellas.

Las estructuras hidráulicas de concreto, son de suma importancia debido a la función que desempeñan dentro y fuera de las zonas urbanas

En todas las estructuras, los aspectos más importantes son la resistencia y la estabilidad. En el caso de las estructuras hidráulicas, de concreto, aquellos aspectos que conciernen tanto a la capacidad de servicio, en términos de agrietamiento y deflexiones limitadas, la durabilidad y la baja permeabilidad son consideraciones relevantes que definen su utilización.

El concreto que estará en contacto con el agua, debe ser muy denso é impermeable

Debido a los requerimientos tan estrictos de las estructuras hidráulicas de concreto, es necesario que se diseñen que estas requieren.

La calidad del concreto es muy importante, debido a eso, se debe ejercer un control de calidad cuidadoso, durante su elaboración.

A continuación se enlistan las posibles estructuras hidráulicas que se requieren para la conducción, tratamiento, y potabilización del agua; estas son:

- Estructuras rompedoras de energía en cauces naturales o artificiales.
- Vertedores.
- Revestimientos de canales a cielo abierto.
- conductos cerrados de cualquier forma.
- Estructuras para tratamiento de aguas residuales (refiriéndose a las que están en contacto con el agua).
- Estructuras para potabilización de agua (refiriéndose a las estructuras que están en contacto con el agua).
- Lumbreras.
- Tanques de regulación.
- Torres de oscilación.
- Estructuras derivadoras.
- Cortinas de concreto
- Estaciones de bombeo.
- Cajas de válvulas.

Las estructuras hidráulicas según el proyecto pueden ser enterradas, semienterradas y superficiales.

Por ningún motivo se aceptará que el concreto se elabore sin una máquina revolvedora.

El armado para tomar los efectos causados por la temperatura del medio ambiente, será a base de varilla del no. 5 a cada 30 cm, tanto horizontales como verticales

3.2 Criterios de diseño estructural.

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras hidráulicas se determinarán de acuerdo con los criterios indicados en el inciso 4.1. de estas normas.

El dimensionamiento de las partes estructurales se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite y de servicio establecidos en el título V del reglamento de Ordenamiento Territorial y en las normas Técnicas complementarias.

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza ó momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos.

La resistencia de diseño debe incluir el correspondiente factor de resistencia FR enunciado en la sección 1.6. de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto

Las fuerzas y momentos internos de diseño, se obtendrán multiplicando por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones consideradas para el análisis.

Sea que se aplique el criterio de estado límite de falla ó algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura queden limitadas a valores tales que el

funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

3.3 Análisis

Las estructuras hidráulicas de concreto se deberán analizar con cualquiera de los métodos aprobados para tal efecto.

Las cargas de diseño para las estructuras hidráulicas se determinan a partir de la posición con respecto al terreno y peso específico del líquido o sólidos retenidos, de la presión externa del suelo y del equipo que por proyecto se le deba instalar.

La carga viva que se considere en las estructuras hidráulicas al igual que la carga muerta, deberá conocerse con precisión.

El análisis de la estructura en cuestión deberá ser preciso y objetivo, con cualquiera de los métodos publicados en los libros especializados en la materia o bien con algún programa autorizado, para ordenador electrónico.

Las estructuras hidráulicas de concreto se deben diseñar para evitar filtraciones, por lo tanto, los espesores de los elementos de estas estructuras se diseñarán por resistencia y también para evitar filtraciones.

En las estructuras hidráulicas como en cualquier otra se deberán tomar en cuenta los efectos de las cargas muertas y las cargas vivas y dependerá del ingeniero estructurista la determinación del método que utilice para el análisis.

Los efectos de sismo y viento, se aplicarán únicamente si la estructura es superficial o elevada

Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir lo siguiente:

- Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida útil.
- No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de servicio.

Se considera como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componente, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. - Las Normas Técnicas Complementarias establecen los estados límites de falla mas importantes para cada estructura.

Cuando deban considerarse en el diseño de las estructuras hidráulicas, efectos de acciones no consideradas en estas normas, estas acciones deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por la Dirección.

Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones se determinarán mediante un análisis estructural realizado por un método reconocido que tome en cuenta las propiedades de los materiales ante los tipos de carga que se estén considerando.

Durante el proceso de construcción, deberán considerarse cargas vivas transitorias que puedan producirse por el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de vehículos y equipos.

El ingeniero encargado del diseño de una estructura específica, deberá establecer los criterios de diseño dentro de los límites de estas normas.

El espesor de los muros de concreto de tanques, torres de oscilación y en general, recipientes contenedores de agua en cualquiera de sus modalidades, sean estos enterrados, semienterrados o superficiales será de 30 cm como mínimo.

El recubrimiento del armado para los muros de concreto que estén en contacto con humedad permanente será, no menor de 5 cm.

El recubrimiento del armado para los muros de concreto con paramento en contacto con nivel freático no será menor de 7 cm.

A las estructuras hidráulicas que sí requieran de análisis por viento se deberá aplicar el método estático de diseño por viento contemplado en las normas técnicas complementarias

3.4 Materiales.

Las normas oficiales mexicanas (NOM) citadas, se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

El concreto para fines estructurales será de Clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 ton/m³. Para la construcción de las obras hidráulicas se deberá utilizar concreto clase 1.

En la elaboración del concreto para las obras hidráulicas se deberá emplear cemento tipo V.

El agregado pétreo deberá cumplir con los requisitos de la norma NOM C 111.

El agua que se utilice en la elaboración del concreto, deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NOM C 122.-

En la edificación de las obras hidráulicas deberán utilizarse aditivos para obtener una resistencia rápida y un aditivo impermeabilizante, que se integrará al concreto, los cuales deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 255.

Resistencia a la compresión: los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, $f'c$, igual o mayor que 250 kg/cm².

Módulo de elasticidad: para concretos clase 1, el módulo de elasticidad se supondrá igual a:

$$E_c = 14000 \sqrt{f'c}$$

Como refuerzo ordinario para concreto, pueden usarse varillas de acero y/o malla electrosoldada de alambre, en los calibres especificados por el fabricante.

Las varillas deberán ser corrugadas, con la salvedad indicada por el fabricante y deben cumplir con las normas NOM B6 o NOM B294;.

La malla electrosoldada cumplirá con la norma NOM B290.

Se permite el uso de varilla lisa de 6.4 mm de diámetro (no. 2) para estribos.

El acero de presfuerzo deberá cumplir con las normas NOM B293 o NOM B292.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se tomará igual a $E_s = 2 \times 10^6$ kg / cm².

Para el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , establecidos en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento para las Construcciones del Municipio de Celaya.

Cuando la estructura sea una torre de oscilación o estructura parecida, su diseño se efectuará considerando que

los anillos de acero de refuerzo toman el 100% de la tensión de diseño y que el concreto no toma esfuerzos de tensión alguno.

3.5 Factores de resistencia

De acuerdo con el título VI del Reglamento para las Construcciones del Municipio de Calaya, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, FR. Los valores de los factores de reducción de la resistencia son los siguientes:

- Para flexión FR = 0.9
- Para cortante FR = 0.8
- Por aplastamiento FR = 0.7.

3.5.1 Revisión de los estados límite

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma, sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las hipótesis siguientes:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- Existe adherencia entre el concreto y el acero, de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- El concreto, aunque en el laboratorio los ensayos indiquen que resiste tensión, se diseña para que no resista esfuerzos de tensión.
- La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es: 0.003.
- La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando alcanza la resistencia de proyecto, es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores. El esfuerzo uniforme se tomará igual a $0.85f^*c$ si

$$f^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

e igual a

$$\left(1.05 - \frac{f^*c}{1250}\right) f^*c$$

si

$$f^*c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

3.6 Presas.

3.6.1 Presas de gravedad.

Una presa de gravedad es aquella, cuya estabilidad ante las acciones que actúen sobre ella se deberá básicamente a su peso.

El proceso de diseño de una presa de gravedad, como muchos otros diseños de ingeniería, es a base de aproximaciones sucesivas.

El diseño consiste en proponer una geometría inicial, se analiza su comportamiento frente a las solicitaciones a las que se someterá durante su horizonte de vida y haciendo los ajustes requeridos se llegará a la sección óptima.

El material para la construcción de esta estructura será el concreto, cuya resistencia a la compresión será de $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ como máximo.

Se debe tomar en cuenta, que por lo general, la corona debe tener un ancho tal, que permita el paso de vehículos en dos sentidos.

Las acciones que se deben revisar, para que una cortina de gravedad sea estable, son: volteo, deslizamiento y esfuerzos excesivos.

Se realizarán estudios geológicos y de mecánica de suelos en el sitio donde se edificará la cortina.

Se realizará el inyectado de una mezcla previamente diseñada, hacia el interior del subsuelo con el fin de garantizar la impermeabilidad del estrato, en la profundidad necesaria.

Se deberán realizar las pruebas necesarias para verificar que la profundidad de mejoramiento del subsuelo es de $0.7H$ siendo H la altura del nivel máximo de aguas arriba de la cortina

Si se llega a detectar que existen filtraciones a una mayor profundidad de la que se ha propuesto se deberá realizar una pantalla impermeable de inyecciones de consolidación o amacice, en el sitio.

El inyectado puede clasificarse como inyecciones de baja presión en tapete, para consolidación de la roca y pantalla de inyecciones profundas de alta presión, para impermeabilización.

Las inyecciones de consolidación se proponen normalmente cubriendo toda el área de desplante de la presa con espaciamiento de 10 m en primera etapa y de 5 m en segunda, realizadas en perforaciones superficiales (de 5 a 10m de profundidad) colocadas al tresbolillo con un diámetro de 7.5 cm.

Las inyecciones se harán a baja presión, termino relativo que significa presiones de 0.5 a 2.0 kg/m^2 , con lechada agua cemento en proporción del orden de 8:1 a 5:1. La profundidad y espaciamiento de las perforaciones, las etapas, la presión y las características de la lechada dependerán básicamente de las condiciones geológicas de sitio.

Normalmente el paramento que estará en contacto con el agua del vaso, es vertical.

El talud de la presa, aguas abajo será, el que resulte de la expresión que a continuación se enuncia.

$$K = \sqrt{\frac{I}{\gamma_m - I}}$$

Donde γ_m es el peso específico del material en toneladas por metro cúbico. Siendo este talud, un primer intento en el proceso, de la obtención del talud final.

Si la presa es de una altura considerada como importante, se debe realizar el estudio de líneas de esfuerzos principales.

En el caso de presas pequeñas, los cálculos de líneas de esfuerzo se puede suprimir, bastando con demostrar la estabilidad con las condiciones de no deslizamiento y no volteo; sin embargo, queda a juicio del ingeniero especialista en esta materia, determinar los límites entre lo que es una gran presa y lo que es una presa pequeña.

Las combinaciones de cargas debidas a condiciones ordinarias extremas de operación y al efecto de posibles cargas extraordinarias se enuncian a continuación:

A) Cargas ordinarias

Peso propio, presión hidrostática (al nivel de agua máximo ordinario N A M O), subpresión normal bajo la suposición que los drenes funcionan como se ha planeado, empuje de azolves, empuje de hielo

B) Cargas extraordinarias

Las mismas anteriores pero suponiendo el vaso lleno hasta el N A M E.

C) Cargas ordinarias y sismo

Las cargas del caso A) y las fuerzas sísmicas, suponiendo la subpresión normal.- Por seguridad se debe hacer una revisión bajo la suposición que los drenes no funcionan normalmente, es decir, considerando el total de la supresión.

La siguiente tabla muestra los factores de seguridad aceptables para cada condición de cargas.

TABLA 3-1.-Rango del factor de seguridad

Combinación de cargas	Factor de Seguridad F. S.
A	3
B	2.7
C	2.7

Los serpentines por donde circule agua para disipar el calor producido por el concreto masivo durante su fraguado, en sus diversas etapas de colado, deben ser de un material tal, que garantice que la presión del concreto no provocará su aplastamiento reduciendo su diámetro y que el calor generado por la reacción química del concreto, al fraguar, .lo ablande y reduzca su diámetro y por lo tanto, también su eficiencia.

Se deberá realizar un estudio y se asentará en la memoria de cálculo la separación de los serpentines entre sí para que su función sea adecuada.

Los esfuerzos máximos de compresión (los principales) deben ser menores que los permisibles propuestos.

No se permitirá la existencia de esfuerzos de tensión en el talón de la presa. Los esfuerzos en el plano de contacto con el terreno se calcularán mediante la fórmula de la escuadría a flexión de la teoría de vigas.

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} y$$

Donde:

P es la suma de las fuerzas verticales en toneladas.

M es la suma de momentos, en ton.-metro.

A es el área de la base, en metros cuadrados.

I es el momento de inercia centroidal de la base en metros cuartos.

Y es la abscisa de $B = L/2$, en metros

El U.S.B.R. recomienda para esfuerzos de compresión:

Resistencia de diseño = resistencia última / F. S.

Donde F. S. es el factor de seguridad cuyo valor se puede tomar según los casos siguientes:

F. S. = 3 para combinaciones de carga ordinaria

F. S. = 2 para combinaciones de carga extraordinaria

F. S. = 1 para combinaciones de carga extrema.

Considerando para condiciones iniciales $f'c$ y para condiciones finales $1.75f'c$

Para el cálculo de esfuerzos mínimos se emplea la siguiente ecuación:

$$\sigma_{zu} = p''\gamma H - \frac{F't}{F.S.}$$

Donde:

γH subpresión máxima

“p” término de reducción de subpresión: igual a 1.0 si no hay drenes y 0.4 si los hay.

$F'c$ resistencia última a la tensión en el concreto.

$F'c$ 0.05 de la resistencia última a compresión, es decir, $0.05 \times 1.75 F'c$ en condiciones finales.

Para que no haya deslizamiento se debe cumplir que:

$$F.C. > F.S.$$

Donde F. S. es un factor de seguridad, cuyo valor se obtiene en la sección 3.8 de estas normas.

F.C. es el coeficiente de fricción cortante, y se deberá calcular mediante la expresión siguiente.

$$F.C. = \frac{cA + N \tan \phi}{\sum \text{Fuerzas horizontales}}$$

Donde:

c cohesión del concreto (del orden de $0.1 F'c$) o de la liga con la cimentación.

ϕ ángulo de fricción interna del concreto (45°) o de la liga con la cimentación.

A área de la superficie de desplante ó de la sección horizontal a un nivel z cualquiera al que se esté realizando el análisis.

Para aceptar los F. S. deben calcularse todas las fuerzas con la mayor aproximación posible a la realidad.

Para aliviar el efecto de subpresión es necesario realizar las perforaciones necesarias que funcionen como un sistema de drenaje.

A menos que se demuestre lo contrario, todas las presas deberán contener una galería con canal lateral, para la disposición del agua de los drenes.

3.7 Presas de contrafuertes

Existen varios tipos de presas de contrafuertes; a continuación se clasifican:

- Presas tipo Ambursen (losas planas).
- Presas de arcos múltiples.
- Presas de machones masivos.
- Presas de gravedad aligerada o tipo Marcello.

3.7.1 Presas tipo Ambursen

Estas estructuras surgen basándose en el mismo principio de las presas de gravedad solo que en estas estructuras, sí se toma muy en cuenta la resistencia de los materiales.

Como en el caso de las presas de gravedad, deben cumplirse las dos condiciones básicas de estabilidad en presas de contrafuertes, que son no volteo y no deslizamiento

El cálculo de las losas se hace tomando en cuenta que se apoyan libremente sobre los contrafuertes.

Para cálculo no se debe tomar un ancho unitario, sino todo un bloque o elemento.

Para ayudar a la estabilidad de esta presa de contrafuertes será necesario que el mismo talud considerado para los contrafuertes también tengan las losas, como se muestra en la figura 3-1.

Para garantizar el no volteo y el no deslizamiento, el factor de seguridad a volteo debe ser mayor que 2.

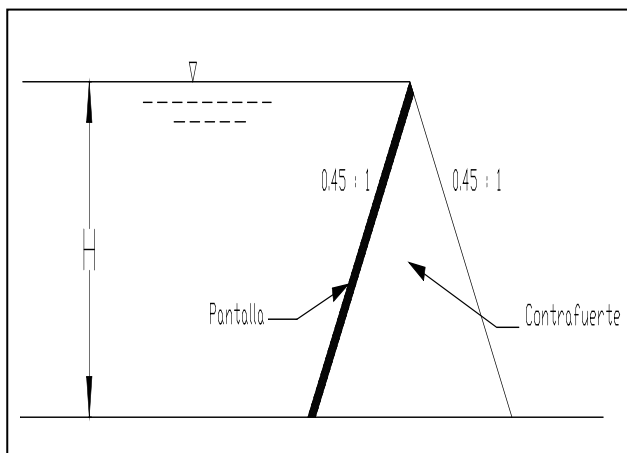


FIGURA 3-1.- Cortina de contrafuertes

Para cumplir con el requisito de no deslizamiento, se recomienda utilizar el criterio del coeficiente de fricción cortante.

La cubierta de este tipo de presas, es a base de losas planas de concreto reforzado.

Para el diseño de la losa de la presa de contrafuertes, no es ventajoso proponer espesores de losa muy pequeños y mucho refuerzo, ya que el peso de la losa resulta en favor de la estabilidad de la cortina.

Se debe tomar en consideración los esfuerzos generados por la contracción ó expansión del concreto provocado por los cambios de temperatura y en general un especial cuidado en su diseño tomando en cuenta que una falla de este elemento estructural provocaría daños de consideración y resultaría muy difícil su reparación.

En el diseño de la losa de la presa de contrafuertes, se deberá proponer un recubrimiento para el acero de refuerzo de la cara aguas arriba de la losa de 7 cm y un espesor de 30 cm como mínimo.

Para elevar el grado de protección del acero de refuerzo de la losa de este tipo de presas, se deberá adicionar al concreto un impermeabilizante integral.

Los contrafuertes, son en realidad ménsulas de apoyo de las losas y siendo voladizos relativamente cortos, su diseño estará regido por el esfuerzo cortante.

No debe dejarse de verificar que los contrafuertes tengan suficiente estabilidad lateral ante los efectos sísmicos transversales.

Se deberá revisar los posibles fenómenos de pandeo transversal por esfuerzos elevados de compresión en los contrafuertes.

Se debe tener especial cuidado con el desplante de la cimentación, debido a la alta concentración de esfuerzos transmitidos al terreno.

3.8 Presas derivadoras

La condición de estabilidad que rige el proyecto de una cortina derivadora es la de no deslizamiento, previa verificación de la no flotación.- El peso total de la cortina debe ser superior al efecto de la subpresión

Cuando se tengan presas rígidas altas en estructuras derivadoras, el procedimiento de cálculo será el mismo que se utiliza en cortinas de gravedad o, también, cualquiera de las cortinas con contrafuertes.

3.8.1 Volteo

Este efecto se evita pasando la resultante dentro del tercio medio de la base.- Otra forma de evitar el volteo es que el resultado de dividir la suma de las fuerzas verticales entre la suma de los momentos de las fuerzas horizontales sea mayor que 2.

$$\frac{\sum M F_v}{\sum M F_h} > 2$$

No habrá deslizamiento cuando el coeficiente de fricción de los materiales en contacto, sea mayor que el cociente de dividir la suma de las fuerzas horizontales entre la suma de las fuerzas verticales que actúen en la estructura, y despreciando la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales en el plano de deslizamiento:

$$\frac{\sum M F_h}{\sum M F_v} > \mu$$

Donde μ es el coeficiente de fricción.

Para llevar a cabo la derivación de un gasto Q en el seno de un canal natural ó artificial, las dimensiones de éste, dependen de la profundidad de los canales y la altura de sus bordos,(si los tiene) y la estructura para dicha derivación puede ser desde un simple vertedor de cresta angosta, hasta una presa en sus diversas formas, siempre que cumpla con los especificado en la sección 3.6.(Ver referencias 8 y 22).

3.9 Estructuras hidráulicas de mampostería de fragmentos de roca

3.9.1 Materiales (ver referencia 1)

Para la edificación de estructuras hidráulicas de mampostería de fragmentos de roca, ésta debe cumplir con los siguientes requisitos:

Resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación.-
/cm²

150 kg

Resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación.-
/cm²

100 kg

Absorción máxima comprobada.-

4 %

Resistencia al intemperismo con máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio.-

10 %

Las propiedades enunciadas se comprobarán de acuerdo con los procedimientos indicados en el capítulo CXVIII de las especificaciones generales de la Secretaría de Obras Públicas (1971).

De acuerdo con el proyecto los fragmentos de roca pueden ser labrados o no, en la apariencia del elemento estructural.

No se aceptará el empleo de rocas redondeadas ni las de cantos rodados.

Cuando menos, el 75 % del volumen del elemento estructural se construirá con fragmentos cuyo peso mínimo será de 30 kg cada una.

La mampostería puede ser de rocas como:

- Chiluca
- Basalto
- Recinto
- Piedra brasa

aunque las mas utilizadas en mampostería son basalto y piedra brasa.

El mortero que se utilizará en el junteo para formar la mampostería será a base de cemento - arena, en proporción 1:3.

El cemento deberá ser tipo V y se le adicionará un aditivo impermeabilizante integral. Se proscribire la utilización de cal para la mezcla de junteo.

Para el diseño a compresión f^*m y a cortante V^* se tomará como:

$$f^*m = 20 \text{ kg / cm}^2 \quad V = 0.6 \text{ kg / cm}^2,$$

siempre que la resistencia a la compresión del mortero sea no menor que 50 kg/cm².

Se deberá verificar que en cada sección, la fuerza normal de diseño no exceda a la fuerza resistente dada por la expresión:

$$P_R = \left(1 - \frac{2e}{t}\right) A t f^* m$$

donde:

P_R presión resistente

t peralte de la sección

$A t$ área de la sección

e excentricidad con la que actúa la carga

La ecuación anterior es válida cuando la relación entre la altura del elemento de mampostería y el peralte de su sección no excede de 5.

$$\frac{H}{t} \leq 5$$

Cuando dicha relación se encuentre entre 5 y 10 la resistencia se tomará igual al 80 % de la calculada con la misma expresión.

Cuando la relación exceda de 10 deberán tomarse en cuenta los efectos de esbeltez.

Cuando no se cumpla lo anterior, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el 80 % y el que resulte con la siguiente ecuación.

$$F_R = \left(1 - \frac{2e}{t}\right) \left(1 - \left[\frac{H}{30t}\right]^2\right)$$

Donde:

t Espesor del muro.

e La excentricidad calculada para la carga vertical, más una excentricidad accidental igual a $t/24$.

H' La altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida, H, según lo siguiente:

$H' = 2H$, para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.

$H' = 0.8 H$, para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

$H' = H$, para muros extremos en que se apoyan las losas.

La fuerza cortante actuante no excederá de la resistencia obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente denunciado anteriormente.

Las posibles oquedades entre fragmentos grandes de roca ya colocadas una al lado de la otra, se deberán rellenar con fragmentos de roca de menor dimensión, tan pequeños como se requieran, pero estos, serán de la misma calidad de roca.

En todos los cimientos construidos de fragmentos de roca se deben colar dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momentos de volteo como sobre los perpendiculares a ellos.

Los castillos para encofrar a los elementos estructurales de mampostería de fragmentos de roca deben empotrarse en los cimientos no menos de 40 cm.

Al final de la construcción de algún tipo de recipiente construido con fragmentos de roca, siempre se colarán dalas de remate, con preparación para recibir el posterior colado de una losa de concreto

Las superficies internas de los muros de un tanque de mampostería deberán revestirse, con un aplanado de mortero con impermeabilizante integral, y que dicho mortero cumpla con la relación 1:3.

Para incrementar el horizonte de vida útil de la estructura, además de lo especificado en el inciso 3.9, deberá contemplarse la aplicación de una membrana elástica, verificando que ésta no sea tóxica.

Los tanques que por su función, dentro de un sistema, corran el riesgo de rebozar, deberán contener un vertedor de demasías y la conducción de éstas, no afectarán las zonas urbanas.

4. ESTRUCTURAS METÁLICAS

4.1 Alcance

Dentro de las obras hidráulicas, existen algunas que se pueden construir con acero estructural tales como torres de oscilación y tanques, por mencionar algunas.

Toda construcción hidráulica de acero estructural debe contar con una estructura que contenga las características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo solicitaciones verticales y que proporcione la resistencia y rigidez necesaria para resistir la combinación de cargas verticales y fuerzas horizontales cuando se llegue el caso.

Las estructuras hidráulicas de acero deberán ser analizadas y diseñadas mediante métodos aprobados para tal efecto.

Los tanques de acero pueden ser superficiales ó elevados atendiendo a las características físicas y químicas del material utilizado para su construcción, ver figura 4-1.

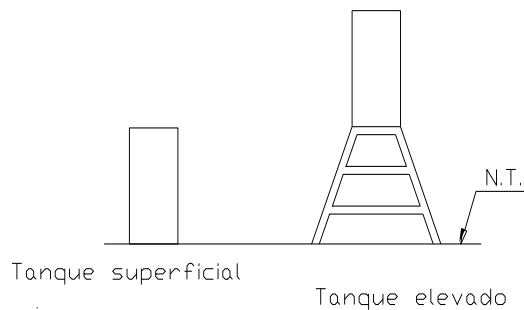


FIGURA 4-1.-Tanques tipo.

Realizar un estudio en el que se aprecie, en forma clara, las condiciones de análisis que se han considerado.

Se deberá indicar en la memoria de cálculos, cual es la condición que rige en el análisis.

Los esfuerzos obtenidos de las acciones a las que estarán sujetos los tanques se compararán con el estado límite propuesto para su aprobación ó rechazo.

Con excepción del resultado del cálculo, en más, el espesor de la pared de la sección circular ó cilíndrica no será menor que 6.3 mm para miembros principales.

El espesor de la placa de fondo, tendrá como mínimo un valor de 6.3 mm

Cuando para formar el fondo del tanque, se requiera de más de una placa, los complementos se deberán soldar a tope, como se muestra en la figura 4-2.

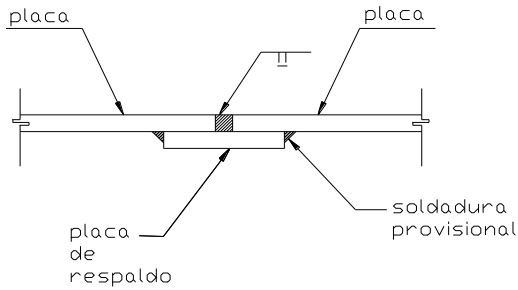


FIGURA 4-2.- Junta a tope con placa de respaldo.

La figura 4-3 muestra la forma como se deben unir el fondo con la pared y la pared con el techo de un tanque.

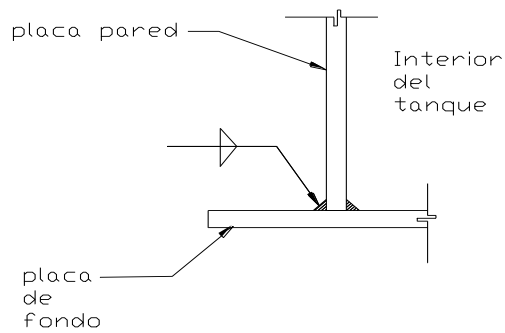


FIGURA 4-3.a.- Unión del fondo y la pared

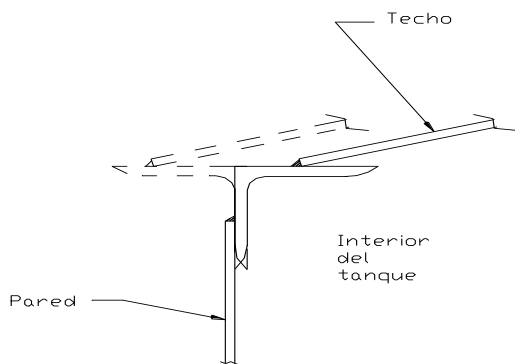


FIGURA 4-3.b.- Unión del techo y la pared.

4.2 Esfuerzos permisibles

Los esfuerzos permisibles especificados a continuación, pueden aumentarse en un 25 % cuando son originados por viento o sismo en combinación con las carga vivas y las cargas muertas, respectivamente.

4.2.1 Tensión

$$F_t = 0.60 f_y$$

4.2.2 Compresión

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{f_y}}$$

Para $kl/r \leq C_c$

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{\left(\frac{kl}{r}\right)^2}{2C_c^2}\right) f_y Y}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8C_c} \frac{kl}{r} - \frac{\left(\frac{kl}{r}\right)^3}{8C_c^3}}$$

Para $kl/r > C_c$

$$F_a = \frac{10480000y}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2}$$

En la sección total de contravientos y miembros secundarios cargados axialmente, si $l/r > 120$ el esfuerzo F_a calculado por las ecuaciones anteriores puede incrementarse dividiendo entre el factor

$$1.6 - \frac{L}{200r}$$

En las expresiones antes enunciadas

kl/r es la relación de esbeltez efectiva máxima del segmento sin arriostramiento que se esté diseñando.

r radio de giro del miembro, en cm.

k factor de longitud efectiva de pandeo.

l longitud del tramo de columna sin arriostramiento, en cm.

f_y esfuerzo de fluencia mínimo especificado según el tipo de acero utilizado, en kg/cm^2

$Y = 1.0$ (para secciones estructurales ó secciones tubulares, con valores de t/r iguales ó mayores que 0.015)

$Y = [200/3 (t/r)] [2 - 200/3 (t/r)]$ (para secciones tubulares que tienen valores de t/r menores ó iguales que 0.015)

t espesor de la pared de la sección tubular en cm (6.3 mm como mínimo para miembros principales y 4.8 mm como mínimo para contravientos ó miembros secundarios.)

R radio exterior de la sección tubular, en cm.

E módulo de elasticidad del acero 2,000,000 kg/cm^2

Para miembros principales, la relación kl/r no excederá de 180.

Para contraventeo y miembros secundarios, la relación kl/r , no excederá de 200.

4.2.3 Esfuerzo permisible a cortante

No mayor de $f_v = 0.4f_y$

4.3 Soldadura

Para efectuar la unión de elementos estructurales cualesquiera, se utilizarán los electrodos E-70 y E-60.

Se deberá utilizar electrodo E-60 para uniones soldadas en taller y E-70 para uniones soldadas en la obra.

El tamaño de la soldadura no será mayor de 12.7 mm ni menor que el espesor nominal de la placa más delgada de las dos que se van a unir; también se deberá cumplir, que el tamaño de cada soldadura no sea menor que el valor dado en la tabla 4-1.

TABLA 4-1.- Dimensiones de soldadura.

Espesor de la placa de la primera hilada de la pared (mm)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete (mm)
6.3-19	6.3
19 - 31.8	7.5
31.8 hasta 38.1	9.5

4.4 Diseño de la pared de un tanque

El espesor de las placas de la pared de un tanque, se calculará a partir del esfuerzo de tensión que actúa sobre las juntas verticales, utilizando un factor de eficiencia de 0.85.

El esfuerzo de tensión permisible para las uniones realizadas en taller será de 1265 kg/cm² y de 1476.5 kg/cm² para las uniones soldadas en la obra.

La siguiente expresión se utilizará para calcular el espesor necesario de las placas del cuerpo del tanque.

$$t = \frac{0.0005D(H - 100)G}{0.85(1475)}$$

Si la placa de la pared se construye con hiladas de placas soldadas vertical y horizontalmente, H es la profundidad desde el fondo, hasta el nivel máximo del agua, en cm.

En la formula expresada, para el cálculo del espesor necesario:

t Espesor necesario

D Diámetro nominal del tanque, en cm.

G Densidad relativa del liquido almacenado, pero en ningún caso menor que 1.0

De acuerdo con el diámetro del tanque, la placa de la pared, en ningún caso, será inferior al espesor especificado en la tabla 4-2.

TABLA 4-2

Diámetro nominal del tanque	Espesor nominal mínimo
Hasta 36.0 m	6.3 mm
De 36 a 60 m	8.0 mm
60 m ó más	9.6 mm

4.5 Arreglo de las placas que forman la pared del tanque.

Se diseñará de tal manera que todas las hiladas de placa que lo componen sean estrictamente verticales.

Las juntas horizontales deben tener centrados sus espesores.

Las juntas verticales en hiladas adyacentes no deben estar alineadas, sino que conservarán entre sí una distancia mínima de $5t$, siendo t el mayor espesor de las placas de las hiladas consideradas.

Las uniones soldadas verticales serán ejecutadas a tope con penetración y fusión completa como las que se obtienen con soldadura doble.

Las uniones soldadas serán de soldadura doble a tope, de penetración completa y deberán tener una fusión total con el metal base en toda la profundidad requerida de soldadura.

A los recipientes que no tienen techo ó tapa, llevarán anillos atiesadores para evitar deformaciones ante la acción de cargas accidentales.

Los anillos atiesadores se deben colocar en el borde superior del tanque.

El módulo de sección para la selección del atiesador se determinará utilizando la siguiente expresión:

$$Z = 5.8 \times 10^{-8} D^2 H_2$$

En donde:

Z módulo de sección del atiesador, en cm^3

D diámetro nominal del tanque, en cm.

H_2 Altura total del tanque incluyendo cualquier bordo libre por arriba de la máxima altura de llenado, en cm.

Esta ecuación se obtuvo considerando una velocidad de viento de 160 km / h. Para velocidades mayores utilícese

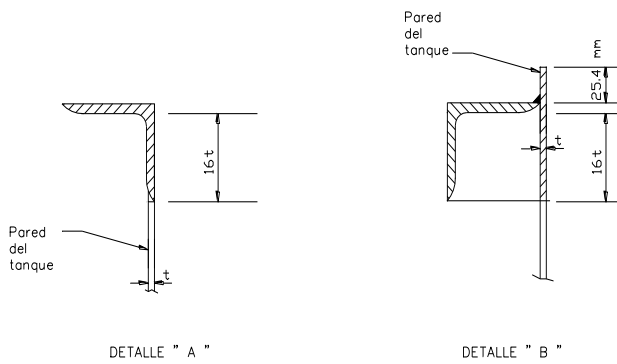
la misma ecuación factorizando el segundo miembro por:

$$(\sqrt{160})^2$$

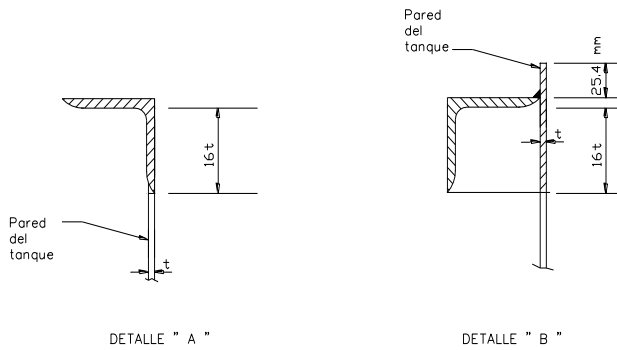
4.5.1 Diferentes tipos de atiesadores.

Estos elementos de refuerzo se pueden construir con perfiles laminados y secciones formadas por placas; el perímetro de estos anillos puede ser circular ó poligonal.

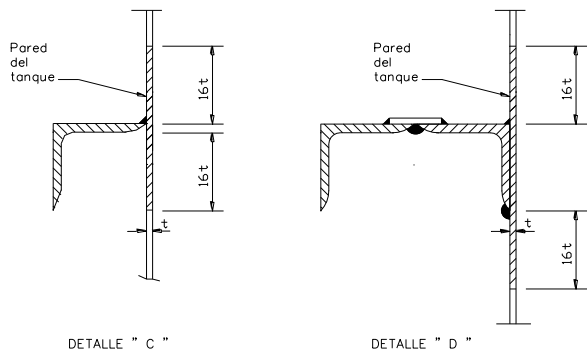
En la figura 4-4 se presentan algunos de los atiesadores mas comunes.



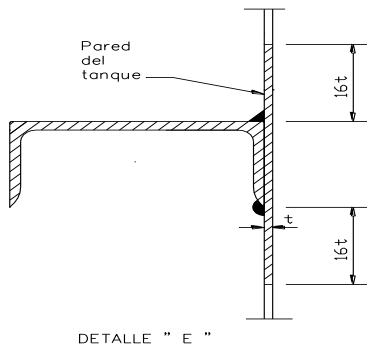
(a)



(b)



(c)



(d)

FIGURA 4.4

4.6 Tanques elevados de acero

Para la determinación del espesor t de la placa del tanque, se cumplirán como mínimo las recomendaciones de la sección 4.1.

Sin importar la altura de desplante del tanque, éste se debe apoyar en una trabe perimetral que soporte el peso del tanque y el de su contenido.

Esta carga, previo análisis, actuará uniformemente distribuida sobre la trabe perimetral.

La trabe perimetral se apoya sobre columnas y les transmite su carga.

El momento flexionante en los apoyos, está dado por:

$$M_I = -\frac{wr}{n} \left(\frac{1}{\alpha} - \frac{1}{2} \cot \left(\frac{\alpha}{2} \right) \right)$$

El máximo momento flexionante a la mitad entre apoyos, está dado por la expresión:

$$M = -M_I \cos \frac{\alpha}{2} + \frac{wr}{2n} \left(\operatorname{sen} \frac{\alpha}{2} - \frac{2 \operatorname{sen}^2 \frac{\alpha}{4}}{\frac{\alpha}{2}} \right)$$

El momento torsionante se considera nulo en los apoyos y a la mitad entre apoyos; es máximo en los puntos de momento flexionante; nulo en puntos entre columnas.

El momento torsionante está dado por la siguiente expresión:

$$T = M_I \operatorname{sen} \alpha' - \frac{wr}{2n} (1 - \cos \alpha') + \frac{w\alpha' r}{4} \left(1 - \frac{\operatorname{sen} \alpha}{\alpha'} \right)$$

En las expresiones anteriores:

w Carga total sobre la trabe

r Radio de la trabe.

n número de columnas

α $2\pi/n$ (ángulo en radianes formados por los radios de dos columnas consecutivas.

α' ángulo en radianes, formado por un radio que pasa por una columna y otro que pasa por un punto cualquiera de la trabe entre dos columnas consecutivas.

M Momento flexionante en cualquier punto de la trabe.

T momento torsionante en cualquier punto de la trabe.

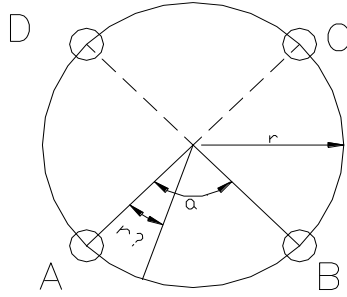


FIGURA 4-5.- Trabe circular sobre cuatro columnas

En la tabla 4-3 se muestran los valores de M y T para varias condiciones de apoyo. Consultar la referencia 13, pagina 2.5.68.

TABLA 4-3.-De momentos flexionantes y torsionantes en traveses circulares

No. de columnas	Carga sobre cada columna	Máximo cortante	Momento flexionante en los apoyos	Momento flexionante a la mitad entre apoyos	Distancia angular entre apoyos y el punto de máx. torsión.	Máximo momento torsionante
4	w/4	w/8	-0.03415 (wr)	0.01762 (wr)	19° 12'	0.0053 (wr)
6	w/6	w/12	-0.01482 (wr)	0.00751 (wr)	12° 44'	0.00151 (wr)
8	w/8	w/16	-0.00827 (wr)	0.00416 (wr)	9° 33'	0.00063 (wr)
12	w/12	w/24	-0.00365 (wr)	0.0019 (Wr)	6° 21'	0.000185 (wr)

Para evaluar las presiones hidrodinámicas locales, se requiere conocer la fuerza cortante v_s y el momento de volteo m_s por unidad de longitud en términos de V_s y M_s , respectivamente.- fuerza y momento por unidad de longitud se determinan con las siguientes expresiones

$$v_s = \frac{V_s}{\pi R}$$

$$m_s = \frac{M_s}{\pi R}$$

cuando se trate de un tanque circular, o bien con

$$v_s = \frac{V_s}{4B}$$

y

$$m_s = \frac{M_s}{4B}$$

En caso de depósito rectangular; siendo $2B$ su dimensión en la dirección perpendicular a la dirección del movimiento del terreno.

Las obras hidráulicas, tales como tanques, en cualquiera de sus formas, estructuralmente, deben cumplir con un factor de seguridad de $FS = 2$ como mínimo contra volteo y deslizamiento.

Las obras hidráulicas, de alguna manera contienen agua permanentemente: será necesario realizar un análisis dinámico para demostrar que la sobre presión por movimiento de agua ocasionado por movimiento telúrico rige ó no, para el diseño.

Para valuar el esfuerzo cortante máximo en las paredes del depósito se deben conocer la fuerza cortante de diseño en la base; mientras que el esfuerzo axial máximo en las paredes del depósito se puede valuar conocido el momento de volteo de diseño en la base.

Para la cimentación, el momento de volteo de diseño es la suma de los momentos que provienen de las presiones hidrodinámicas que actúan tanto en las paredes como en el fondo del depósito. Por tal razón, se debe conocer el momento de volteo de diseño en el fondo.

La fuerza cortante y el momento de volteo impulsivos en la base, V_0 y M_0 se calculará teniendo en cuenta la interacción liquido-recipientes y la interacción suelo-estructura mediante las siguientes expresiones.

$$V_0 = M_0 g \frac{aT_0}{Q'T_0} \xi$$

$$M_0 = V_0 H_0$$

Donde:

T_0 Es el período efectivo de la estructura con base flexible.

$a[T_0]$ Es la ordenada espectral.

$Q'[T_0]$ Es el factor reductivo por ductilidad correspondiente al período efectivo de la estructura con base flexible.

ξ Es el factor de amortiguamiento, en función de amortiguamiento efectivo ξ_0 .

El coeficiente ξ es el factor por el que se multiplican las ordenadas del espectro de diseño con amortiguamiento ξ_0 con objeto de obtener las que corresponden al amortiguamiento efectivo ξ_0 y se obtienen con las siguientes expresiones:

$$\text{Si } T_0 < T_a \quad \xi = 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\xi_0} \right)^k - 1 \right] \frac{T_0}{T_a}$$

$$\text{Si } T_0 > T_a \quad \xi = \frac{0.05}{\xi_0}$$

El exponente k depende del tipo de terreno sobre el que se sustenta la estructura y puede adoptar los siguientes valores: $k = 0.4$ para suelos tipo I; $k = 0.5$ para suelos tipo II; $k = 0.6$ para suelos tipo III.

La interacción suelo - estructura se deberá considerar en recipientes sustentados en terrenos tipo II y III sin ser rigurosa su inclusión en el análisis sísmico.

La fuerza de inercia que actúa en el centro de gravedad de la masa de las paredes y el fondo del recipiente, se puede considerar como un efecto impulsivo adicional, para ello, la fuerza cortante y momento de volteo en la base asociado a dicha fuerza, se deberán obtener con expresiones similares a las del modo impulsivo pero sustituyendo M_0 H_0 por los parámetros apropiados.

La fuerza cortante y el momento de volteo convectivo en la base, V_1 y M_1 se calcularán sin tener en cuenta la interacción líquido - recipiente, ni la interacción suelo - estructura, mediante las expresiones siguientes.

$$V_1 = M_1 g \frac{aT_0}{Q'T_1}$$

$$M_1 = V_1 H_1$$

Donde $a[T_1]$, es la ordenada espectral y $Q'[T_1]$ el factor reductivo por ductilidad, correspondiente al período fundamental de vibración del líquido T_1 , el cual es igual a:

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{M_1}{k_1} \right)^{1/2}$$

Para el cálculo de la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base de recipientes elevados, se utilizará un modelo equivalente con dos grados de libertad definidos por los desplazamientos laterales X_0 y X_1 de las masas $M_0 + M_p$ y M_1 respectivamente.

La masa M_p corresponde a la suma de las masas del recipiente y de la plataforma de soporte, su posición estará dada por la localización del centro de gravedad de sus componentes. Para la solución del sistema se deberá utilizar el método moda espectral

Las máximas respuestas impulsivas y convectivas no ocurren simultáneamente, por lo que la fuerza cortante y el momento de volteo máximos probables se deberán obtener mediante la combinación de los efectos impulsivos y convectivos, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$S = [S_0^2 + S_1^2]^{1/2}$$

Donde S_0 y S_1 representan las fuerzas cortantes ó los momentos de volteo en la base asociados a los efectos impulsivo y convectivo, respectivamente.

Para obtener los elementos mecánicos, necesarios para el diseño de tanques circulares ó cilíndricos se deberán utilizar las tablas III.1, III.2 y III.3 del tomo III (AYUDAS DE DISEÑO) ver referencia 13.

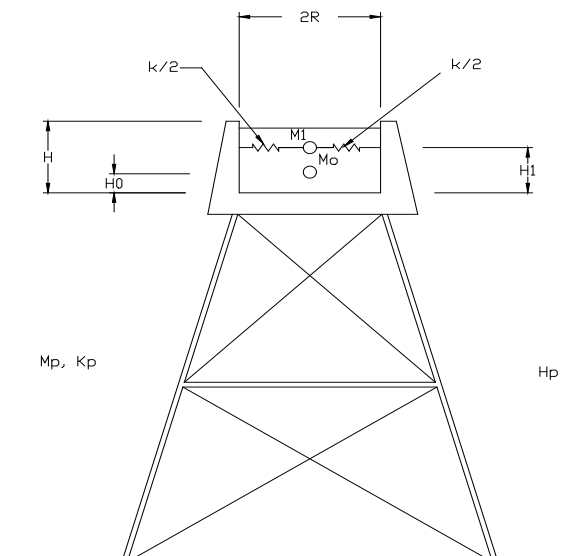


FIGURA 4-6.- Modelo equivalente para recipientes elevados

SECCIÓN CUATRO

NORMAS SOBRE ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance.

Se presentan las Normas técnicas complementarias para las estructuras de tierra y roca, concreto y mampostería y para estructuras metálicas, desde el punto de vista de la etapa de construcción de obras e instalaciones hidráulicas.

En las Normas técnicas complementarias se tratan los aspectos de planeación, estudios, exploraciones, muestras de materiales, pruebas de laboratorio, procedimientos de construcción, control de secciones de construcción, control de calidad y entrega recepción de las obras.

Para la supervisión de la construcción de las estructuras motivo de estas normas, se abrirá una bitácora de construcción con las especificaciones determinadas por la Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del Municipio de Calaya, en donde se anotarán los nombres y firmas de los funcionarios responsables del área correspondiente a la obra, del representante de la empresa que supervisará los trabajos y del Contratista, las instrucciones, los dictámenes y los acuerdos de las diferentes etapas de la obra.

También se escribirán las claves de las muestras tomadas para las pruebas de laboratorio, los resultados de las pruebas de laboratorio, los dictámenes de acuerdo con los resultados de las pruebas de laboratorio y los avances de la construcción de las estructuras y en ella se registrarán los trámites de las estimaciones.

Los datos de las notas de bitácora servirán para la formulación de las estimaciones de obra y para el acta de recepción entrega de la estructura.

1.2. Mecánica de rocas.

En el caso de cimentaciones superficiales en roca se harán exploraciones cuidadosas de la estratigrafía del subsuelo, de las características estructurales de las masas rocosas, tales como rumbo y echado de los estratos, fallas, juntas y cavidades de disolución en las rocas sedimentarias.

La capacidad de carga y los asentamientos de la cimentación dependen esencialmente de la naturaleza de los

defectos estructurales y de los rellenos de las juntas y fallas, se determinará el espesor de la roca alterada, por métodos geosísmicos o con pruebas de laboratorio sobre muestras, en caso que sea necesario, y se consolidarán por inyección o con anclas las zonas de debilidad estructural.

Se verificará con cuidado la alterabilidad de las rocas del sitio sujetas al efecto de los agentes de intemperismo, así como la naturaleza expansiva de las rocas arcillosas o sulfatadas bajo la acción del agua.

1.3. Excavaciones profundas.

Se presentarán planos que muestren la disposición de las etapas de ataque de las excavaciones, los datos geométricos de áreas de construcción, de los taludes, banquetas, islas para operación de equipos, instalaciones hidráulicas, instalaciones sanitarias, instalaciones provisionales y caminos de construcción.

Se presentará la memoria del procedimiento de construcción y el programa de obra en donde se asienten los tiempos convenientes para evitar el intemperismo de los materiales excavados, cuidando que las épocas de lluvias no perjudiquen las cimentaciones de las estructuras.

Se presentará la memoria de cálculos y los planos que muestren el sistema para la elevación de los materiales excavados y para recobrar el equipo de excavación.

El sistema usado para elevar el material excavado y el equipo especializado para realizar las excavaciones, deberá emplearse también para transportar los materiales y equipo que se destinará para construir la cimentación.

Se presentarán los planos y la memoria de cálculos que muestren el procedimiento de construcción para proteger la estabilidad de la excavación durante la construcción de la cimentación, indicando las zonas secuenciales de ataque y el programa de obra.

Se presentará la memoria de la desinstalación del sistema de elevación de materiales y equipo, de acuerdo con el avance de la construcción de la cimentación.

Se presentarán los planos, la memoria de cálculos y el procedimiento de construcción de las juntas con colindancias.

1.4. Secciones transversales de construcción.

De acuerdo con las secciones transversales obtenidas en el estudio topográfico, se dibujarán superpuestas las secciones transversales de construcción, a escala conveniente para claridad de los datos de construcción, en donde se muestren las dimensiones, taludes, dentellones, banquetas y en general todos los elementos que intervengan.

Se formarán todos los planos con las dimensiones establecidas por la Secretaria de Obras y Servicios, se dibujarán las secciones de construcción de acuerdo con el cadenamamiento de la obra y se anotará en cada sección su cadenamamiento.

Se correrán nivelaciones topográficas mensualmente en las secciones transversales de construcción, con nivel fijo, las distancias horizontales entre quiebres del terreno se medirán con cinta métrica.

Se dibujará en lugar visible de cada plano, la clave de los avances mensuales de construcción de la estructura, cada mes se dibujará con su clave el avance de la obra y se calculará el área correspondiente al avance del mes y se anotará a la derecha de la sección de construcción a la altura del avance.

1.5. Control de las secciones de las estructuras.

En el plano correspondiente al área en proceso de construcción se marcará en la sección en estudio, la fecha de inicio de su construcción y se revisará en campo sus dimensiones, naturaleza del material de construcción, elementos que la forman y su volumen; con estos datos se formarán los números generadores del avance de la obra y se hará la anotación en la bitácora.

Al terminar la construcción de la sección en estudio, se anotará la fecha y número de la hoja de los números generadores y se hará la anotación en la bitácora de construcción.

Con los números generadores se formarán las estimaciones mensuales de la construcción de las estructuras y se realizará la nota en la bitácora de construcción.

1.6. Control de calidad

Deberán considerarse las diferentes pruebas de laboratorio que intervendrán, iniciaremos por las estructuras de tierra.

1.6.1 Estructuras de tierra

Se realizarán las pruebas Proctor estándar (S. R. H.) o pruebas Proctor de los suelos que se van a usar como material, para determinar su humedad óptima, peso volumétrico máximo y contenido de humedad.

El proyecto nos indicará el tipo de material por usar y la localización de los bancos estudiados, grado de compactación del material y el espesor de las capas por tender; también indicará la profundidad del despalme en banco y en área de construcción.

En campo deberá comprobarse que los despalmes retiren el material fuera de especificaciones para la construcción de la estructura, que se usen los bancos y materiales especificados y que las capas tendidas tengan el espesor suelto especificado.

El proyecto indicará el procedimiento de construcción para obtener la compactación requerida, en campo se observará que se cumplan las especificaciones, se realizarán las pruebas de laboratorio para comprobar el grado de compactación de las diversas capas tendidas y compactadas, y se pasarán nivelaciones topográficas para comprobar elevaciones y taludes construidos.

En el proceso de construcción de los terraplenes se procederá a realizar las pruebas Proctor estándar (S.R.H) o pruebas Proctor, al concluir el tendido y compactación de cada una de las capas, abriendo calas en los tercios de cada tramo.

Cuando el peso volumétrico del material tendido y compactado sea igual o mayor que el peso volumétrico obtenido en la prueba Proctor estándar (S.R.H.) correspondiente al por ciento de compactación especificado, se aceptará la capa, en caso contrario deberá escarificarse, humedecer, volver a tender y compactar la capa, hasta dar el resultado requerido.

Se anotará en la bitácora la localización del tramo, el número de la capa, las características de las pruebas realizadas y el dictamen.

1.6.2 Estructuras de roca.

El proyecto indicará el tipo de roca por usar y la localización de los bancos.

En campo se comprobará que se usen los bancos elegidos, que se cumplan las medidas de protección, que se excaven los despalmes especificados y que los caminos provisionales de construcción presenten pendientes y alineamientos dentro de la seguridad.

Las excavaciones en roca a cielo abierto pueden realizarse con tractor y arado de construcción o usando explosivos, con los valores de las Celeridades de ondas sísmicas longitudinales y conociendo la velocidad de las ondas longitudinales en el material por excavar, se determinará el procedimiento de construcción adecuado.

En la construcción de respaldos de núcleos impermeables de presas, en donde la roca trabajará sumergida, será necesario hacer pruebas de laboratorio de compresión simple en estado saturado, peso volumétrico y compresión triaxial, para compararlos con las especificaciones de proyecto en el cálculo del factor de seguridad del Método Sueco.

En presas con corazón impermeable se usará material bien graduado de tamaño máximo de 60 cm, colocado en

capas de 1 m de espesor compactadas con cuatro pasadas de tractor pesado en la zona interior del respaldo y enrocamiento grueso para la parte exterior del respaldo colocado en estratos de 2.5 m.

Cada volumen de 200 m³ de estructura de roca se dividirá en tres partes, se tomarán 3 muestras, cada muestra corresponderá a un tercio de la estructura y cada muestra constará de tres rocas seleccionadas, de cada una de estas tres rocas seleccionadas, se formará con cortadora de disco, tres muestras en forma de prisma de sección cuadrada de 10 cm por lado y 20 cm de altura y se enviarán al laboratorio para las pruebas de resistencia a la compresión simple en estado saturado, peso volumétrico y compresión triaxial.

Cuando dos muestras den valores mayores al 90 % de las especificaciones del proyecto, se aceptará la prueba, cuando dos muestras den valores menores del 85 % de las especificaciones del proyecto se demolerá la estructura.

Se correrán nivelaciones topográficas para comprobar los niveles, taludes formados y se anotará en bitácora el cadenamiento y nivel de la capa tendida, así como las claves y fechas de las muestras tomadas.

Se anotará en la bitácora los resultados y las claves de las pruebas de laboratorio y se comprobarán con las especificaciones del proyecto, indicándose la aceptación de la prueba o la demolición de la parte de la estructura correspondiente a la muestra.

1.6.3 Estructuras de concreto

En campo se comprobará la localización del trazo, niveles y referencias, que las áreas en donde se depositará el concreto esté libre de basura y materia orgánica, que la cimbra esté engrasada y libre de aristas vivas, y que el refuerzo presente los recubrimientos especificados.

Se comprobará que la estructura provisional de soporte tenga apoyos y contravientos sólidos.

Se realizarán las pruebas de laboratorio referentes a dosificaciones de los concretos, calidad de los agregados, del cemento, del acero de refuerzo y del agua, revenimientos y se tomarán los cilindros para realizar las pruebas de ruptura.

La estructura se dividirá en tres partes de acuerdo con su programa de avance, se tomarán tres muestras y cada muestra constará de tres cilindros, cada muestra corresponderá a un tercio de la estructura y se marcarán adecuadamente para su identificación.

Cada muestra se dejará secar un día, al segundo día se desmoldarán y se enviarán los cilindros al laboratorio protegidos con jergas húmedas, en el laboratorio se depositarán en piletas sumergidos en agua hasta los 28 días en que se probarán.

Junto con la obtención de los cilindros se realizará la prueba de revenimiento, óptimo de 10 a 12 cm, cuando la prueba de revenimiento resulte con valores menores a los límites marcados, se adicionará lechada de agua - cemento en la misma proporción determinada para la resistencia del concreto hasta obtener valores dentro de los límites establecidos.

Cuando la prueba de revenimiento de valores mayores a los límites considerados se reducirá la cantidad de agua.

Cuando dos cilindros de la misma muestra, den resistencias mayores del 90 % de la especificada en el proyecto, se aceptará la prueba.

Cuando dos cilindros de la misma muestra, den resistencias menores al 85 % de la especificada en el proyecto, se demolerá la parte de la estructura correspondiente a la muestra.

Se harán pruebas de laboratorio al acero de refuerzo que se usará en la construcción de la estructura, de las remesas de acero recibidas por el constructor se seleccionará la varilla para cada una de las tres partes en que se dividió la estructura para tomar los cilindros de prueba del concreto y se tomarán tres muestras de varilla de cada diámetro por usar, cada muestra constará de tres tramos de varilla y se llevarán al laboratorio.

El esfuerzo de ruptura a la tensión variará de 4220 a 5060 kg/cm² con límite aparente de elasticidad de 0.5 del esfuerzo a tensión y porcentaje mínimo de alargamiento de 203 mm.

Cuando dos tramos de varilla de la misma muestra den valores mayores al 90 % de la especificada en el proyecto, se aceptará la estructura, cuando dos tramos de varilla den valores menores al 85 % de los valores marcados se demolerá la parte de la estructura correspondiente a la muestra de las varillas.

Se harán las anotaciones en bitácora, en donde se indiquen los datos referentes a localización de la estructura, área correspondiente a las pruebas, clave de las pruebas fecha de terminación y posteriormente el resultado de las pruebas y su dictamen.

1.6.4 Estructuras de mampostería.

A) Estructuras de mampostería de piedra

Se comprobará en campo la localización del trazo, niveles y referencias, que el desplante de la estructura esté libre de material fuera de especificaciones.

Se realizarán las pruebas de laboratorio para determinar la resistencia a la compresión y peso volumétrico de la piedra, la calidad de los agregados y del agua, la dosificación y resistencia del mortero y calidad del cemento.

Cuando la estructura de mampostería de piedra trabaje sumergida en agua, las probetas se probarán por compresión simple en estado saturado, compresión triaxial y peso volumétrico.

Por cada 100 m³ de mampostería de piedra se tomarán 3 muestras y cada muestra constará de 3 piedras y 3 cilindros de mortero, se dividirá la estructura en tres partes y cada muestra representará la tercera parte de la estructura.

Con cortadora de disco se labrará una probeta, en forma de prisma de sección cuadrada de 10 cm por lado y 20 cm de altura, por cada piedra seleccionada y se enviarán al laboratorio para las pruebas de resistencia a la compresión simple en estado saturado, peso volumétrico y compresión triaxial.

Cuando la prueba de 2 piedras y 2 cilindros de la misma muestra den valores mayores al 90 % de los especificados en el proyecto, se aceptará la prueba, cuando 2 piedras o 2 cilindros de la misma muestra den valores menores del 85 % de las resistencias especificadas en el proyecto se demolerá la parte de la estructura representada.

Se comprobará también en campo, la existencia de material bien graduado, con tamaño máximo de piedra de 60 cm, que la colocación de la piedra sea cuatrapeada, que las juntas de mortero presenten el espesor y tipo especificado en el proyecto, que los escarpíos sean los indicados en proyecto, que la localización de las cajas y muescas junto con sus dimensiones sean las especificadas y que las caras verticales estén a plomo.

Se aceptarán desviaciones menores al 0.3 % en caras verticales, escarpíos y niveles para mayores desviaciones se reparará la estructura.

Se correrán nivelaciones topográficas para comprobar los niveles de la corona de la mampostería y se harán las anotaciones en bitácora indicando la localización de la estructura y secciones terminadas.

B) Estructuras de mampostería de tabique

Se comprobará en campo las dimensiones, localización, niveles y preparación de la estructura de apoyo de la mampostería de tabique, la localización de castillos y columnas.

Se realizarán las pruebas de laboratorio para determinar las dimensiones y la resistencia a la compresión de los tabiques, dosificación y resistencia del mortero, y calidad del cemento y agua.

En el transcurso de la construcción de la estructura se comprobará la humedad óptima de los tabiques, el cuatrapeo de las juntas de los tabiques, que las juntas presenten el espesor y calidad indicado en el proyecto, que las hiladas de los tabiques sean horizontales, el dentado de las juntas verticales con castillos y la verticalidad de los muros.

Por cada 200 m² de estructura de mampostería de tabique se tomarán 3 muestras de tabiques y de cilindros de mortero, cada muestra constará de 3 tabiques y 3 cilindros de mortero, cada muestra representará la tercera parte de la estructura.

Cuando 2 tabiques o 2 cilindros de la misma muestra den resistencias mayores al 90 % de las especificadas en el proyecto se aceptará la prueba.

Cuando dos tabiques o dos cilindros de la misma muestra den resistencias menores del 85 % de las especificadas en el proyecto, deberá demolerse la estructura correspondiente a la muestra.

Se aceptarán desviaciones en las hiladas y verticalidad de los muros menores del 0.3 %, pasando este límite se demolerá la parte de la estructura afectada.

Se anotará en la bitácora la localización de la estructura de tabique, las fechas y las claves de las muestras tomadas, sus resultados y dictamen.

C) Estructuras de mampostería de block

Se comprobará en campo la localización, niveles, dimensiones y preparación de la estructura de apoyo de la mampostería de block, se comprobará también el tipo de block que se colocará, refuerzo horizontal y vertical así como la separación de castillos, dadas y columnas.

En el transcurso de la construcción se supervisará la nivelación de las hiladas de block, el cuatrapeo de las juntas de los bloques, el espesor y tipo de la junta de mortero, el acabado de las juntas verticales con castillos y la colocación de tuberías.

Por cada 200 m² de mampostería se tomarán tres muestras de bloques y tres de mortero, cada muestra constará de tres bloques y tres cilindros de mortero, se dividirá la estructura en tres partes y cada muestra corresponderá a un tercio de la estructura, las muestras se enviarán al laboratorio para las pruebas de resistencia a la compresión.

Cuando dos bloques y dos cilindros de la misma muestra den valores mayores al 90 % de las resistencias especificadas en el proyecto se aceptará la prueba, cuando dos bloques o dos cilindros de la misma muestra den valores menores al 85 % de las resistencias especificadas en el proyecto se demolerá la parte de la estructura

correspondiente a la muestra.

Se anotará en la bitácora la localización de la estructura de block, la clave y fecha de las muestras, así como los resultados de las pruebas y el dictamen.

1.6.5 Estructuras de acero

El objeto de una buena inspección es asegurarse que se están cumpliendo todos los requisitos aplicables a un trabajo, y que las soldaduras resultantes satisfagan las condiciones establecidas en las especificaciones y dibujos de fabricación, el método más efectivo y adecuado de lograr ese objetivo consiste en establecer desde un principio condiciones que aseguren la supervisión por parte del fabricante o del constructor y establecer una inspección suficiente para saber si esa supervisión se mantiene durante todo el trabajo y si a través de ella se logra una mano de obra satisfactoria, que produzca los resultados deseados.

Se proporcionarán al inspector planos completos de fabricación en los que se mostrará la calidad, dimensiones y tipo de los diferentes elementos que componen la estructura, y se le notificará oportunamente cuando se piensan iniciar las operaciones de fabricación.

Se usará acero ASTM - A 36 para la fabricación de las estructuras.

Se usarán los procesos de soldadura de arco eléctrico aplicada manualmente con electrodos recubiertos o empleando métodos semiautomáticos o automáticos usando el arco sumergido.

El inspector seleccionará entre las remesas de material comprado por el fabricante de la estructura o constructor, muestras de placas, viguetas y demás perfiles que se usarán en la construcción de la estructura, para enviarlas al laboratorio para que se realicen las pruebas de ruptura a la tensión.

El inspector revisará en los planos de fabricación el espesor, longitud, tipo y colocación de las soldaduras, el equipo y la calificación de los operarios.

El equipo que se use para soldar y cortar deberá ser de fábricas reconocidas y estar en buenas condiciones de mantenimiento, para que el personal calificado pueda obtener resultados satisfactorios.

El inspector presenciara las pruebas de calificación de cada uno de los soldadores o se asegurará que cada uno de los soldadores ha demostrado su capacidad previamente.

Cuando la calidad del trabajo de un soldador sea inferior a la requerida o cuando haya dejado de trabajar en el proceso en el que está clasificado, el inspector puede pedir la recalificación del soldador.

No se debe, en ningún caso, esperar a que esté terminada la estructura para revisar entonces las soldaduras y reparar las incorrectas, es más fácil reparar una soldadura en el proceso de construcción que cuando se ha terminado la estructura, en algunos casos unas soldaduras quedan tapadas por otras y es necesario desmontar uniones, con la posibilidad de dañar el material básico.

Antes de iniciar las operaciones de soldar deberán revisarse las caras y bordes de las partes en que se va a colocar soldadura cuidando que estén libres de pintura y para evitar defectos inaceptables, también se comprobará que las preparaciones de las juntas sean las correctas, en cuanto a ángulo de inclinación de los biselados, abertura de la raíz, alineamiento, colocación de separadores y que la totalidad de las piezas que formarán la estructura presenten la pintura anticorrosiva especificada en el proyecto, excepto en las zonas en donde se aplicará soldadura.

Deberá comprobarse antes de iniciar las soldaduras que los electrodos por usar tengan la calidad, diámetro, la resistencia de la soldadura deseada, que la corriente eléctrica tenga el voltaje, polaridad y amperaje adecuado al equipo por usar.

Durante el proceso de fabricación de la estructura se vigilará que la velocidad de colocación de los cordones de soldadura sea la adecuada, que la posición en que deberá colocarse sea la indicada y que los electrodos estén secos, nunca se usará un electrodo mojado.

Durante los trabajos de supervisión el inspector llevará una revisión visual cuidadosa ayudado con lentes de aumento o luz poderosa para detectar los defectos superficiales, tales como grietas, porosidad, cráteres o socavación, en algunos casos aun cuando la apariencia exterior sea buena puede haber defectos internos, sin embargo generalmente una buena apariencia exterior da indicios de que la soldadura ha sido hecha correctamente.

Durante los trabajos de fabricación de la estructura, el supervisor llevará estricto control de las soldaduras revisadas marcándolas con un color predeterminado y haciendo diariamente la nota en bitácora, con las observaciones correspondientes a estado del equipo y calificación de los operarios y los resultados de las pruebas de ruptura a tensión.

La inspección radiográfica y otros métodos no destructivos se emplean con éxito en el control de la calidad de las estructuras soldadas, pero no constituyen un sustituto aceptable de la supervisión e inspección visuales durante la colocación de la soldadura y demás operaciones relacionadas con ella, llevadas a cabo durante todo el proceso de fabricación.

Los métodos mencionados en el párrafo anterior deben usarse para determinar la calidad final de la soldadura en algunos puntos aislados, seleccionados para que sean representativos del resto, lo que permitirá comprobar que con la inspección visual se han logrado los resultados deseados.

También se deberán usar las radiografías para revisar en toda la longitud las soldaduras especialmente críticas, como las de penetración, hechas en placas gruesas que trabajan a tensión.

1.7 Recepción entrega de las estructuras.

Concluida la construcción de la estructura se hará un recorrido en donde participen los funcionarios de la Secretaría de Obras y Servicios, el Representante de la empresa supervisora y el Contratista, con la ayuda de la bitácora, se comprobará que las obras ordenadas se hayan realizado.

Las obras que no se terminaron se anotarán en la bitácora, se estimará el tiempo en que se concluyan los trabajos faltantes y se dará una nueva fecha para su terminación.

Se revisará el programa de trabajo presentado por el constructor, para determinar si el contratista excedió en el tiempo de construcción y es acreedor a una sanción.

Las obras concluidas se anotarán en la bitácora y se procederá a la formulación de las estimaciones de los trabajos desarrollados con apoyo de los números generadores procesados (véase 1.5. "Control de las secciones de las estructuras").

Cuando la estructura está terminada en todos sus elementos se procederá a formular la acta de entrega recepción, en donde se anotarán las características de la estructura, número de contrato, tiempo de ejecución dentro del programa de obra y presupuesto ejercido; la acta estará firmada por los funcionarios de la Secretaría de Obras y Servicios, el Representante de la empresa supervisora y por el Contratista.

2. ESTRUCTURAS DE TIERRA Y ROCA

2.1 Procedimientos de construcción de las estructuras de tierra y roca.

2.1.1 Estructuras de tierra

A) Terraplenes con material impermeable para ataguías

Se construirán hasta las líneas y elevaciones que determinen el proyecto, así como las operaciones, calidad de los materiales y requisitos del equipo de construcción.

El material impermeable podrá colocarse en las ataguías a volteo o semicompactado en la zona del paramento mojado, en la trinchera se podrá vaciar en las aguas tranquilas, usando un procedimiento de construcción que evite la separación por tamaños al penetrar el material en el agua, cuando los materiales tengan niveles mayores que la superficie libre del agua, se compactarán por capas de 20 cm de espesor con el tránsito del equipo.

B) Terraplenes con material impermeable para bordos, dentellones y zona central de las cortinas de las presas

Los terraplenes se construirán de acuerdo con las especificaciones del proyecto, en campo se comprobará que el terreno esté despalmado, que no presente raíces ni cascajo, que esté correcta la localización del trazo, referencias y niveles; en dentellones y zona central de las cortinas de las presas, previamente a la colocación del material impermeable, la cimentación deberá desaguar.

Antes de iniciar la construcción de los terraplenes, deben realizarse las pruebas Proctor estándar (S. R. H.) de los suelos que se van a usar como material, para determinar su humedad óptima, peso volumétrico máximo y contenido de humedad.

Para determinar el procedimiento de construcción de los bordos se formará el terraplén de prueba.

Para dar la humedad óptima al material por colocar en los bordos, es conveniente adicionar el agua faltante en banco, para obtener una mejor homogeneidad en la distribución del agua.

Si el contenido natural de agua del material en banco es mayor que el óptimo se excavará y se dejará orear hasta que se tenga este contenido.

Se determinará la compactación obtenida al terminar el tendido y compactación de cada una de las capas y se comparará con la especificación dada en el proyecto, haciendo calas en las orillas de los tercios medios del terraplén.

Cuando el peso volumétrico del material tendido y compactado sea igual o mayor que el peso volumétrico obtenido en la prueba Proctor estándar (S.R.H.) correspondiente al por ciento de compactación especificado, se aceptará la capa, en caso contrario deberá escarificarse, humedecer y volver a tender y compactar la capa, hasta dar el resultado requerido.

C) Estructuras de roca

Las excavaciones en roca a cielo abierto pueden realizarse con tractor y arado de construcción o usando explosivos.

Con los valores de las Celeridades de ondas sísmicas longitudinales y conociendo la velocidad de las ondas longitudinales en el material por excavar, se determinará el procedimiento de construcción adecuado.

Se evitarán los métodos excesivamente rudos a base de explosivos para las excavaciones en roca, porque originan cambios de comportamiento de las cimentaciones, que pueden cambiar el proyecto.

Para la explotación de una cantera debe considerarse que se emplean equipos especializados y costosos, que los explosivos son materiales de manejo delicado que requieren licencia de la Secretaría de la Defensa Nacional y del Gobierno del Municipio de Calaya y que las operaciones se realizan cíclicamente en frentes cercanos, de modo que la eficiencia de cada operación es decisiva en el costo de la obra.

Las patas por barrenación corta o la producción de bloques no manejables, encarecen notablemente el proceso, por atrasos en la carga y barrenación secundaria.

Los caminos deben revestirse con rezaga tendida con tractor y compactada con rodillos vibratorios, para proporcionar superficies planas en donde los pesados camiones puedan realizar el acarreo con eficiencia.

Para diseñar los patrones de ignición para una excavación en roca con explosivos, se debe conocer:

La resistencia de la roca a la voladura (S), se conocerá por voladuras experimentales, generalmente igual a 0.4 kg/m³. Referencia 12.

De acuerdo con la gráfica obtenida con los datos del método de prospección sísmica por refracción, la carga de fondo no debe subir más de V desde el piso de la excavación, siendo V la pata, o sea la distancia del barreno a la orilla de la excavación.

La distancia entre barrenos:

$$E = 1.3 V$$

Los patrones de ignición serán:

Carga total para voladuras (QT) para varios barrenos.

$$QT = \frac{0.32f}{S} + \frac{E}{V} + (K + 1.5V)(0.07V + SV^3)$$

f factor de sujeción igual a :

Para pared recta barreno vertical = 1.0

Para talud 1/3 : 1 = 0.9

Para talud 1/2 : 1 = 0.85

s poder específico de la dinamita.

K profundidad de la excavación.

Carga de columna (lp) en kg/m.

$$lp = \frac{Q_T}{K + 1.5V}$$

Carga de fondo (lb) en kg/m.

$$lb = 2.7 lp$$

La carga de fondo lb se colocará de la elevación de V hacia el fondo.

La carga de columna lp se colocará de la elevación de V hacia la superficie del banco.

Para las siguientes líneas de barrenación:

$$Vl = \frac{V}{1 + 0.05K}$$

La carga por barreno se calculará de acuerdo con las fórmulas anteriores.

Para valores de pata entre 1 y 10 metros la carga específica (q) necesaria para una voladura es alrededor de 400 gr/m³, definiendo:

$$q = \frac{Q_T}{KEV}$$

Si $E > 1.3 V$ el corte será desigual y la proyección de la roca excesiva.

El diámetro de los barrenos puede variar del 0.5 al 1.25 % de la altura del banco, pero no será menor de 30 mm, que es el mínimo diámetro del equipo de mano para barrenación. Referencia 12

La barrenación vertical permite controlar con mayor precisión la posición de los barrenos, sin embargo es mayor la posibilidad de dejar patas o material mal tronado en el piso, con la barrenación inclinada, aunque en una fila haya quedado pata, ésta no se propaga, sino que las filas siguientes continúan tronando normalmente.

Los barrenos podrán tener la inclinación de 0.5:1 y la profundidad debe llevarse hasta 0.3 V por debajo del piso de corte, sean verticales o inclinados, de acuerdo con los datos obtenidos al aplicar el método de prospección sísmica de refracción.

Se usará el método de corte previo, para obtener cortes bien terminados en excavaciones exteriores o en grandes oquedades como en casas de máquinas, para reducir la transmisión de las vibraciones fuera del área de excavación, ocasionadas por las voladuras.

Se protegerán las rocas rápidamente alterables, con un tapete impermeable para evitar el contacto entre roca y agua.

Deberán aliviarse las subpresiones que ponen en peligro la estabilidad de las excavaciones y drenar los taludes, así como colocar una protección superficial con carpeta impermeable que impida la penetración de la lluvia.

Se formarán pedraplenes para respaldo de filtros o zonas de transición en cortinas, diques y ataguías, la roca se obtendrá de las excavaciones del vertedor, túneles, obra de toma o de la explotación de una cantera.

Los enrocamientos estarán constituidos por fragmentos de roca sana, densa, resistente al intemperismo y bien graduada, de 60 cm de tamaño máximo.

Como máximo el 25 % del volumen del pedraplén podrá ser del tamaño mínimo de 30 cm y no se permitirá el uso de arena y polvo de roca en cantidades mayores del 5 % en peso de los materiales de enrocamiento.

Se distribuirán las rocas mayores lo más uniformemente posible, para que las menores y la rezaga cubran los huecos.

Se consolidará el pedraplén en capas de 1 m, con cuatro pasadas de tractor pesado.

En las capas de enrocamiento de los paramentos visibles, se acomodará la roca con procedimientos adecuados para obtener superficies uniformes, de acuerdo con las tolerancias que especifique el proyecto.

Al colocar el enrocamiento en secciones adyacentes a estructuras de concreto, se tendrá especial cuidado para no dañar las superficies de las estructuras.

Los filtros o zonas de transición de las cortinas de las presas, diques o ataguías se construirán con material permeable producto de las excavaciones en roca del vertedor, obra de toma, túneles o de rezaga de canteras o de bancos de préstamo de arenas o gravas del río.

Se colocará material bien graduado con tamaño máximo de 30 cm, en anchos apropiados para evitar agrietamientos.

La colocación de material permeable en las cortinas de las presas, diques o ataguías se colocará en capas de 50 cm de espesor suelto, se compactarán con el tránsito del equipo de acarreo y con cuatro pasadas de tractor pesado, cuatrapiando las bandas del tractor en un 25 % de su ancho, se adicionará agua para compactación con el objeto de evitar roturas de grano y asentamientos diferenciales.

Se alternará la colocación de los diferentes materiales de acuerdo con su procedencia y naturaleza, para obtener la granulometría requerida en el proyecto.

Se colocará sobre las zonas de transición o filtros una capa impermeable para evitar filtraciones del agua de lluvia en el talud aguas abajo.

Se protegerán los taludes exteriores aguas abajo con cunetas, para evitar concentraciones de agua de lluvia que puedan erosionar el enrocamiento.

2.2 Desmonte y despilme del terreno.

El área por desmontar y despilmar cubrirá totalmente la zona de construcción, se determinarán las zonas de desperdicio de cascajo y materia orgánica.

En campo se comprobará la localización de los ejes de las estructuras, de las referencias y de los bancos de nivel.

El desmonte incluirá la extracción de raíces de árboles, el producto del desmonte se colocará en una zona exclusiva y se realizará en las zonas estrictamente necesarias, cuidando de no dañar los árboles que no perjudiquen a la estructura, se iniciará cortando las ramas y posteriormente se cortará el tronco, las ramas y

troncos se cortarán en tramos del tamaño apropiado para su transporte.

Para el monte bajo se usará tractor y la cuchilla cortará las raíces, el material de este desmonte se colocará en zona diferente de la madera rolliza.

El despalme será del espesor indicado en proyecto y abarcará la totalidad del área de construcción, incluirá el acarreo de material orgánico fuera de la zona de trabajo.

2.3 Entrega del trazo y nivelación de los ejes.

El proyecto indicará la localización de los ejes de las estructuras y sus elevaciones, en campo se verificarán la ubicación de las referencias y se realizarán las mediciones necesarias para localizar los ejes.

Determinado el trazo, la nivelación y las referencias se harán las anotaciones en la bitácora, a partir de ese evento el constructor será responsable de la conservación y en su caso de la reposición de ejes, referencias y bancos de nivel.

2.4 Secciones de construcción.

Tomando como base los bancos de nivel establecidos, se levantarán las secciones de construcción los días 20 de cada mes, para tener tiempo de formular la estimación mensual, se dibujarán los avances de la construcción de la estructura en las secciones transversales y con el planímetro se determinarán las áreas de la sección construida, anotándola a la derecha de la sección dibujada a la altura del avance correspondiente.

Se levantarán las secciones de construcción de la obra recibida con el respaldo de los resultados de las pruebas de laboratorio. Con las áreas calculadas se determinarán los volúmenes de obra construida durante el mes, datos que servirán para calcular la estimación.

Se anotarán en la bitácora los tramos de la estructura soportados por las secciones de construcción, sus volúmenes calculados, la fecha correspondiente al levantamiento de las secciones de construcción y las claves de las pruebas de laboratorio que respaldan el tramo recibido.

2.5 Avances de obra.

En el programa de obra presentado por el constructor se dibujarán los avances obtenidos en la construcción de la estructura, se compararán y se determinará la responsabilidad del constructor.

En el caso que el constructor cumplió con el programa se autorizará la formulación de la estimación, por el

contrario, cuando el constructor esté atrasado, se calcularán las multas a que sea acreedor y se aplicarán los descuentos correspondientes en el importe de la estimación.

Se anotará en la bitácora el tramo de la estructura estimada, sus conceptos, importes, claves y resultados de las pruebas de laboratorio así como las fechas de inicio y terminación del tramo. Los datos consignados en la bitácora servirán de base para la formulación del acta de recepción entrega de la obra y conclusión del contrato.

3. ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA

Dentro del enorme panorama general de las obras hidráulicas, los aspectos constructivos de las mismas deben adaptarse a una infinidad de tipos y formas estructurales, ya que casi todas ellas son susceptibles de fabricarse con concreto, debido a la adaptabilidad de dicho material a tomar cualquier forma que el molde le proporcione.

Las estructuras de mampostería son más limitadas por su capacidad estructural, su disponibilidad en la zona y por la mano de obra especializada que se requiere para algunas de ellas, como por ejemplo: piedras, tabiques y blocks principalmente.

3.1 Estructuras de concreto.

En este caso, las características físicas y químicas del concreto serán fundamentales en la construcción de las obras hidráulicas.

3.1.1 Características físicas del concreto

A) Peso volumétrico.

Los concretos se podrán clasificar según las normas ASTM C 138 y ASTM C 237, como ligeros cuando su peso volumétrico sea menor a 2000 kg/m^3 ; si se encuentra comprendido entre 2000 y 2200 kg/m^3 se denominará como concreto normal o simple. Se llamará concreto reforzado al que contenga en su interior un refuerzo de acero, de grado duro o estándar, sean varillas corrugadas (Normas NOM B6, B18, B32 y B294) o mallas electrosoldadas (ASTM A 497) y cuyo peso volumétrico no sea inferior a 2400 kg/m^3 .

B) Resistencia.

El concreto para estructuras hidráulicas no podrá tener una resistencia a la compresión menor de 200 kg/cm^2 ni mayor a 250 kg/cm^2 a los 28 días de colado y curado durante los 5 a 8 días posteriores al mismo. Solamente que un análisis técnico y económico lo justificara, podrán variarse las resistencias antes mencionadas, permitiéndose llegar hasta 300 kg/cm^2 . El concreto con una resistencia mayor a 200 kg/cm^2 deberá ser premezclado, cumplir con las normas ASTM C 94 y ASTM C 685 y no se permitirá fabricarlo en la obra a base de proporcionamientos volumétricos, (no por peso). Los aditivos que se utilicen (ASTM C 494-92) para alguna predisposición específica, deberán añadirse antes del vaciado del concreto, permitiéndoles integrarse totalmente a la mezcla. Concretos

con resistencias de 250 a 300 kg/cm² resultan más costosos y solamente se utilizarán en casos especiales y muy bien justificados y analizados.

C) Impermeabilidad

Con el objeto de proteger al acero de refuerzo, el concreto deberá impedir la penetración de agua, por lo que se utilizarán impermeabilizantes integrales y métodos constructivos adecuados (apisonado, vibrado y/o compactado) para prevenir esa posibilidad. El porcentaje de utilización de los impermeabilizantes integrales dependerá de las recomendaciones específicas del fabricante, pero en ningún caso será menor de 1.5 kg de aditivo por cada 50 kg. de cemento utilizado en la elaboración del concreto, ni mayor de 2.5 kg. El uso de puzolanas para impermeabilización se considerará dentro de las características químicas de este mismo apartado.

D) Dosificación

De acuerdo con la resistencia deseable de diseño, el proporcionamiento del concreto atenderá las especificaciones del Reglamento de Ordenamiento Territorial y no podrá ser inferior al indicado en él (desde 4 hasta 9 bultos de cemento por m³ de concreto). En cuanto a las cantidades de finos, deberán analizarse los bancos de agregados y realizar las pruebas suficientes que garanticen el no agrietamiento del concreto durante o después del fraguado. Al respecto, las recomendaciones del comité ACI-350 serán las que medien cualquier diferencia o duda, así como las normas NMX C 30-1986, NMX C 111-1988 y la ASTM C 33-90.

E) Agregados

No podrán utilizarse agregados gruesos fracturados o con puntas angulosas, ni arenas con contenido de limos, arcillas o similares en la elaboración del concreto, así como tampoco podrá utilizarse agua con contenidos grasos, ácidos o materiales orgánicos e inorgánicos apreciables a simple vista, cumpliendo con la norma NMX C 283-1981. Para evitar esos problemas, podrán lavarse los agregados pétreos y acarrear el agua de fuentes adecuadas a las necesidades establecidas.

F) Revenimiento

Dependiendo de las necesidades específicas del colado (en qué nivel, cantidad, temperatura, clima, etc.) y al método constructivo utilizado, el revenimiento se apegará a las normas ASTM C 94 y a la ASTM C 143.

G) Otras características físicas

En cuanto al color, aspecto exterior, oquedades u otras irregularidades posibles, no serán motivo de rechazo siempre que la supervisión del Perito Responsable, o de los Corresponsables de obra, aprueben dichas irregularidades, o se proceda a restaurar los posibles defectos bajo la supervisión de los mismos. En estos casos, se asentará en la bitácora correspondiente el o los motivos del rechazo y se describirá el procedimiento de demolición, el método de reconstrucción y a cargo de quien o quienes se realizarán las reparaciones.

3.1.2 Características químicas del concreto.

A) Resistencia a los sulfatos.

Por ningún motivo se permitirá el uso de un concreto incapaz de resistir el embate de sales o corrosivos de

cualquier especie (usar cemento tipo II y/o tipo V), por lo que se definirán las clases de cemento a utilizar mediante su especificación correspondiente en los planos y en las memorias de cálculo, atendiendo a la norma mexicana NMX C 1-80 o la ASTM C 150-81. En todo caso, la responsabilidad al respecto será del contratista y del Perito Responsable de obra. El uso de otros aditivos para evitar efectos nocivos queda ampliamente justificado en estos casos y los fabricantes de los mismos serán los que asuman las responsabilidades que hubiere, siempre que se hayan seguido los lineamientos y especificaciones por ellos establecidas, debidamente descritas y asentadas en bitácora.

B) Resistencia a los ácidos.

Cuando se utilicen concretos en obras de drenaje principalmente, se requiere de una evaluación del contenido de ácidos y otros elementos nocivos en suspensión en el agua, de tal suerte que se puedan especificar los aditivos necesarios para prevenir sus efectos a corto, mediano y largo plazo. En las zonas industriales, estos análisis deberán hacerse extensivos a la industria que origine dichas aportaciones, revisar sus índices de concentración y su sistema de tratamiento con el fin de minimizar sus efectos en el concreto, apegándose a las normas del reglamento de agua y drenaje del Municipio de Calaya. En estos casos, cualquier daño imputable a los efectos de los ácidos y/o elementos nocivos al concreto, será responsabilidad de la industria contaminante y su reparación será enteramente a su cargo, a menos que ésta logre demostrar que no ha rebasado los índices tolerables durante por lo menos la mitad de la vida útil de la obra en cuestión, o menos si la existencia de la industria es menor. Si así ocurriera, los desperfectos ocasionados deberán evaluarse y se determinará la vida útil restante de la obra para decidir su reparación o su demolición y reconstrucción, mediante un peritaje especializado. La protección del concreto podrá hacerse con lacas de vinilo, epóxicos, hule clorinado y/o fenoles, siempre y cuando no afecten la calidad del agua que almacene o contenga la estructura.

El Reglamento de Construcciones y sus Normas Complementarias en el Municipio de Calaya y el Reglamento de agua y drenaje, previenen las calidades del agua y de las descargas sanitarias antes de colectarse en las redes públicas y municipales, dejando en claro cómo se deben construir y como proyectar, no solamente los alcantarillados, sino sus obras complementarias también.

C) Curados con vapor.

Si se determina utilizar vapor de agua para realizar el curado del concreto a modo de autoclave, como en la fabricación de algunos elementos específicos de concreto, deberá ponerse atención especial a los agrietamientos y contracciones del mismo, así como a las temperaturas que adopte durante el proceso de fraguado. En ningún caso se podrán rebasar los límites establecidos por el Reglamento de Construcciones del Municipio de Calaya y sus Normas Técnicas Complementarias. En general, los porcentajes del acero de refuerzo por contracción y cambios de temperatura en una sección transversal, no será menor de 0.003 ni mayor de 0.005 del área bruta de la misma, según indica el manual de diseño estructural de recipientes de la CNA de 1996. El contenido del comité ACI-350 será el moderador de los criterios a seguir si existiera alguna discrepancia.

D) Concretos con altas temperaturas de fraguado.

Deberán vigilarse los grados de temperatura que se originen durante el fraguado de concretos masivos, como es el caso del colado de cortinas o presas de concreto, debiendo ajustarse a las normas del Reglamento de construcciones del Municipio de Calaya, a las Normas Técnicas Complementarias del mismo, así como a las recomendaciones de los fabricantes de los aditivos relacionados al caso y que hayan sido utilizados.

E) Concretos puzolánicos.

En estos casos, la adición de las puzolanas en sus distintas denominaciones comerciales, se realizarán bajo las recomendaciones del fabricante, siendo éste el único responsable de su buena utilización, por lo que deberá proporcionar un asesor en las obras importantes para dicho fin, a cargo del contratista, quien en cualquier momento podrá liberar de esta responsabilidad al fabricante, a cambio de tomar en sus manos la misma. En todo caso, se pueden utilizar los cementos comerciales con el contenido de puzolana ya fijado por el fabricante, sin menoscabo del mismo y bajo la responsabilidad total del Perito responsable y/o los Corresponsables de obra.

3.1.3 Características físicas del acero.

Para el refuerzo del concreto podrán usarse varillas corrugadas (normas NMX B6, B18, B32 y B294 o las ASTM A 616, A 616, A617 y A 706), o mallas de alambre de acero electrosoldado (norma ASTM A 497), o acero estructural ASTM A 36, A 7, A 141, A 316 y A 307.

A) Grado estructural.

El acero de refuerzo de varillas corrugadas puede ser de $f_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$ estándar, o de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ grado duro. Para las mallas electrosoldadas $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ mínimo.

B) Longitud, diámetros y pesos.

La mayor longitud para varillas de acero de refuerzo será de 12.00 m y los diámetros a utilizar de las mismas serán (NMX B6-1987):

Varillas del número 2.5: $\phi = 7.9 \text{ mm (5/16")}$ con un peso de 0.384 kg/m mínimo.

Varillas del número 3: $\phi = 9.5 \text{ mm (3/8")}$ con un peso de 0.557 kg/m

Varillas del número 4: $\phi = 12.7 \text{ mm (1/2")}$ con un peso de 0.996 kg/m

Varillas del número 5: $\phi = 15.9 \text{ mm (5/8")}$ con un peso de 1.560 kg/m

Varillas del número 6: $\phi = 19.1 \text{ mm (3/4")}$ con un peso de 2.250 kg/m

Varillas del número 8: $\phi = 25.4 \text{ mm (1")}$ con un peso de 3.975 kg/m

Varillas del número 9: $\phi = 28.6 \text{ mm (1 1/8")}$ con un peso de 5.033 kg/m

Varillas del número 10: $\phi = 31.8 \text{ mm}$ (1 1/4") con un peso de 6.225 kg/m

Varillas del número 12: $\phi = 38.1 \text{ mm}$ (1 1/2") con un peso de 8.938 kg/m

C) Acero de presfuerzo.

Se podrán utilizar alambres y torones de acero para pretensarlos, o postensarlos, al fraguado del concreto siempre que demuestren cumplir con las normas específicas ASTM A 421, A 416 y A 722.

D) Acero estructural.

Todas las piezas y perfiles a utilizar para reforzar o embeber en el concreto serán nuevas y de primera, cumpliendo todas las propiedades físicas y químicas de las normas ASTM A 668, AWWA D 102, AWS A 1.4, AWS A 5.1 y AWS D 1.1.

E) Tuberías.

Se podrán utilizar tuberías de acero como miembros estructurales siempre que cumplan con las normas ASTM A 316 Grado B, A 53 tipo E o S Grado B o API 5L Grado B.

3.1.4 Características químicas del acero.

Generalmente se aceptan los embarques del acero de cualquier tipo sin verificar los contenidos de carbón, fierro y otros minerales, a menos que se haya especificado la realización de ensayos y pruebas al mismo.

En todo caso, el Perito Responsable o los Corresponsables de obra, serán los indicados para ordenar dichos análisis y pruebas para la aceptación del refuerzo del concreto. En ese caso, dichas pruebas se realizarán a través de un laboratorio acreditado para certificar periódicamente los envíos de acero durante la construcción de la obra.

Independientemente de estas pruebas, el comprador deberá solicitarle al fabricante del acero sus propios reportes de control de calidad en obras que por su importancia o envergadura se justifiquen, comparando dichos reportes con el proporcionamiento que se recomienda en la norma NMX-B-6 y en la ASTM-A-615.

3.1.5 Cimbras.

Cualquiera que sea el material con que se confeccionen, las cimbras deberán sujetarse a todas las normas estructurales del Reglamento para las Construcciones del Municipio de Calaya y sus Normas Técnicas Complementarias, cubriendo los esfuerzos y limitaciones propias del material de su manufactura.

Se acostumbra modular las cimbras con madrinas, puntales, rastras, cuñas, contrafuertes, tarimas y travesaños, dejando su ejecución empírica al personal de la obra, lo cual no es una práctica recomendable, por lo que en estas normas será el Perito responsable de obra quien se responsabilice del diseño y supervise la ejecución de las cimbras, o en su defecto, él nombrará a una empresa que se responsabilice completamente del asunto.

El uso cada vez mas frecuente de pasantes o profesionistas de estudios truncados en las residencias de obra, tampoco resulta recomendable en obras hidráulicas dada su estratégica importancia, por lo que se exigirá personal titulado en éstas, sin menoscabo a utilizar pasantes como auxiliares del mismo.

3.1.6 Equipos y herramientas.

La cada vez mayor presión para la terminación dentro de programas de las obras hidráulicas ha provocado el uso de equipos y herramientas más modernas, surgiendo una infinidad de fabricantes y distribuidores.

Sin excepción, en las obras hidráulicas se buscará siempre la automatización e industrialización de la ejecución de los trabajos, tomando en cuenta todos los adelantos disponibles localmente.

Los prefabricados y ensambles de concreto son cada vez mas utilizados en obras hidráulicas, pero deberán tomarse las precauciones para sismo y/o viento correspondientes al Reglamento de las Construcciones del Municipio de Calaya y sus Normas Técnicas Complementarias, así como las publicaciones respectivas de la Comisión Nacional del Agua (C.N.A.) y /o de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.).

3.1.7 Juntas.

Cuando se utilice concreto masivamente, serán inevitables las juntas frías o de colado. A las juntas planeadas específicamente, las llamaremos juntas de construcción.

Las juntas frías son aquellas que aparecen al suspenderse un colado por motivos no previstos, o ya predeterminados ocasionalmente, que obligan a suspender las actividades por varias horas, o un turno completo, o más. El tratamiento que se dará en las obras hidráulicas a estas interrupciones, será el siguiente: (ver figura 5.3.1.1. a y b)

- Se procurará suspender el colado con una superficie rugosa e inclinada de 30 a 45 grados con la vertical, abarcando el espesor total del elemento del colado (trabes, muros y/o losas).
- Se utilizará una lechada de cemento y agua para regar dicha superficie inmediatamente antes de iniciar nuevamente el colado, o en su defecto, se utilizará un aditivo de adherencia siguiendo las recomendaciones del fabricante. Antes de colocar la lechada se removerá el material suelto que hubiese.
- Se vibrará de abajo hacia arriba en la junta procurando eliminar cualquier hueco que pudiera formarse durante el siguiente o segundo colado.
- Por ningún motivo se suspenderá el colado de una columna, por lo que será necesario completar el vaciado lo mas inmediato posible, fabricando el concreto en obra si fuera necesario y asentando en bitácora las incidencias del caso, siempre con el aval y aprobación del Perito Responsable de obra. El concreto complementario será de mayor resistencia al original. En caso contrario, se demolerá totalmente la columna, anotándose en bitácora las incidencias y bajo la aprobación del Perito Responsable para colarse completa nuevamente.
- Por ningún motivo se interrumpirá el acero de refuerzo en este tipo de juntas y, de ser posible, se añadirán algunas varillas de liga con la longitud necesaria para anclaje ($L = 36F$), a modo de costura para evitar grietas

por enjuntamiento del concreto, antes de suspender totalmente el colado.

En cuanto a las juntas de construcción, las clasificaremos como sigue:

A) Juntas de dilatación.

En estas juntas planeadas, se interrumpirá el acero de refuerzo y se dejará un elemento seccionante que separe totalmente la estructura y que cubra todo el espesor del elemento (losas y muros). Estas juntas suelen ser de varios milímetros hasta algunos centímetros de ancho, pudiendo colocarse un material elástico-plástico (deformable) dentro de la junta y una tapa metálica, fija a uno solo de los lados, que cubra la junta, a modo de tapajunta, cuando ya se haya retirado la cimbra. Dependiendo del material elástico que se coloque, la junta podrá ser mas o menos impermeable, pero para los fines de estas normas no se considerarán herméticas. Por lo general, las juntas de dilatación dividen completamente una edificación en varios módulos o cuerpos, si ésta es suficientemente grande (ver figura 5.3.1.2. a y b).

Como ya se tiene vislumbrado, estas juntas permiten el deslizamiento en un solo sentido de cada cuerpo de la edificación, sin interferir con los aledaños. El ancho y el espesor de la junta se diseñarán específicamente antes de su ejecución.

B) Juntas de llave o de cortante

Aquí, se preparará cuidadosamente la junta para que el colado posterior o secundario no deslice en el sentido transversal, dejando continuidad en el acero de refuerzo. Si se agrega un sello de cloruro de polivinilo (P.V.C) de 20 a 25 cm de ancho, embebido en ambas mitades del colado, la junta se considerará hermética (ver figuras 5.3.1.3.a y b).

El diseño de la llave es motivo de cálculo para garantizar la transmisión de los esfuerzos cortantes, por lo que no puede darse un dimensionamiento específico. Sin embargo, deberán colocarse en los puntos donde el cortante sea mínimo o factible de transmitirse a través de la junta. Será conveniente utilizar algún aditivo adherente para asegurar la continuidad del concreto. Los esfuerzos cortantes permisibles del concreto serán los definidos por el Reglamento para las Construcciones del Municipio de Calaya y sus Normas Técnicas Complementarias.

C) Juntas de impermeabilidad.

Cuando se interrumpa el acero de refuerzo y se utilice un elemento seccionante a todo el espesor, pero se coloque un sello de P.V.C. de 20 a 25 cm de ancho para utilizarlo como liga a otro colado, la junta se considerará discontinua, pues los elementos están asentados independientemente en su propia cimentación y ni el concreto ni el acero se continúan. Estas juntas se utilizan para separar las zapatas de las columnas con la losa de fondo de un tanque, por ejemplo. Este tipo de juntas son mas estrechas que las de dilatación y también pueden tener un elemento impermeable y elástico que evite la penetración del agua en todo su espesor y hasta la profundidad del sello de P.V.C. (ver figura 5.3.1.4. a).

Serán juntas continuas cuando no se interrumpa el acero de refuerzo, se coloque el material elástico de relleno y se coloque o no el sello de P.V.C. Aquí se puede usar un elemento seccionante en la parte superior del sello de P.V.C. (ver figura 5.3.1.4. b).

3.1.8 Curado y sus aplicaciones.

Hoy en día, el curado se considera una especialización, como son los curados en autoclave y técnicas que se le asemejan. Existen también aditivos que permiten un curado más específico y seguro. Cualquiera que sea el método a seguir por el Residente de la obra, deberá garantizarse la reacción química complementaria de las sales del cemento con el agua adicional agregada durante el curado. Cabe mencionar que mientras se realiza el curado, los elementos de concreto no se ven solicitados a resistir las fuerzas totales para las que fueron diseñados.

Así pues, los curados los consideraremos como sigue:

A) Curado primario o elemental.

Aquí, se agregará agua discrecionalmente al concreto recientemente colado, descimbrado parcialmente, (al día siguiente) durante las horas de calor y las veces que indique el Perito Responsable, o el Residente a falta del primero, durante los días subsecuentes al colado. Esta operación se realizará por lo menos durante cinco días, aunque lo deseable es curar el concreto hasta que se descimbre totalmente (de 8 a 28 días) y no presente fisuras apreciables. En las obras comunes, este curado se utiliza hasta por ocho días consecutivos como práctica cotidiana.

B) Curado con aditivos.

Una vez que se ha descimbrado algún elemento de concreto, se le aplicará una capa de un aditivo especial a modo de película transparente para evitar la evaporación del agua contenida aún en el concreto. Por lo general, solamente los laterales del elemento se cubren con el aditivo impermeabilizante, pues los extremos sirven para añadir el agua que pudiera necesitarse para el fraguado secundario. Esta práctica, un tanto más tecnificada, permite desentenderse de estar añadiendo agua durante todos los días posteriores al colado y antes del descimbrado total.

C) Curados en autoclave o similar.

Para evitar los efectos nocivos de las bajas temperaturas en climas rigurosos, se utilizan fundas de polietileno para aprisionar vapor de agua a una cierta presión y a una temperatura elevada y dejarlo en contacto del concreto parcialmente descimbrado, durante varias horas para lograr las reacciones del curado, las cuales se alcanzan en lapsos mucho menores que con los dos métodos anteriores.

Industrialmente, se fabrican recipientes metálicos (autoclaves) para resistir el vapor a temperaturas y presiones todavía más elevadas para curar elementos fabricados con cemento o concreto, como tubos, piezas pretensadas, viguetas, piezas especiales, muros, tinacos, mamparas, etc. Este sistema ha resultado excelente para reducir el tiempo de fraguado, evitando cualquier efecto no deseable en los elementos de concreto, incluso, anulando las influencias perjudiciales de los cambios de temperatura del medio ambiente y permitiendo la reacción completa de todo el cemento.

3.2 Estructuras de mampostería.

Dentro del Municipio de Calaya lo más habitualmente usado en mamposterías son los tabiques de barro recocido y los blocks de cemento, ya sean huecos o macizos. Sin embargo, aún persisten algunas zonas donde la disponibilidad de piedra braza o su relativa facilidad de obtención, aunada a la mano de obra local especializada, hacen más conveniente su uso. Las mamposterías de ornato no se consideran en el presente trabajo.

La resistencia nominal a la compresión de los tabiques, se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto en cuestión. La evaluación podrá hacerse con la siguiente expresión:

$$f^* p = \frac{\overline{f_p}}{1 + 2.5c_p}$$

Donde:

$f^* p$ resistencia nominal a la compresión.

$\overline{f_p}$ promedio de las resistencias en compresión de las piezas ensayadas.

c_p coeficiente de la variación de la resistencia, que en ningún caso se tomará menor a 0.15

Deberá comprobarse que las piezas empleadas en la obra cumplen con la resistencia nominal supuesta.

3.2.1 Estructuras de tabique de barro recocido.

Estos elementos artesanales resisten los embates del agua y tierra o lodo con bastante buena disposición, pero quedan limitados en dimensiones y no pueden construirse con ellos los muros o elementos resistentes mas allá de ciertos límites. Para utilizarlos como muros divisorios o como muros de carga, han demostrado su gran resistencia aún en sismos y cargas laterales, pero siempre dentro de ciertos rangos. La resistencia nominal a la compresión de este tipo de piezas no será menor a 15 kg/cm², independientemente del tipo de mortero a utilizar.

Las bardas y muros aislados, fabricados sin elementos confinantes de concreto, tales como castillos, cadenas o trabes, no podrán construirse para obras hidráulicas. Sin embargo, no deberán desatenderse las normas establecidas en el Reglamento para las Construcciones del Municipio de Calaya y, las estructuras resultantes, deberán de soportar por sí solas los análisis establecidos en las Normas Técnicas Complementarias del mismo.

Si el muro quedara en contacto permanente o temporal con agua y/o tierra, deberá aplanarse, preferentemente por ambas caras, con un mortero de cemento-arena 1:4, 1:3, 1:2 o 1:1 (en volumen), según la cantidad de tiempo de exposición, utilizando aditivos, integrales o sobrepuestos, para prevenir las filtraciones, con un espesor medio de 1.5 c. hasta 3.0 cm como máximo.

El mortero para juntar los tabiques será de las mismas proporciones que el del aplanado respectivo, excepto para los pozos de visita del drenaje (ver fig. 5.3.2.1.), donde se podrán usar morteros de 1:3 o 1:4 en el junteo y de 1:4 hasta 1:7 para los aplanados interiores, sin utilizar aditivos.

También se podrán utilizar morteros de cal-arena 1:4, 1:3, 1:2 y 1:1 para condiciones menos severas o una combinación de ambas para situaciones extremas. Así, se podrán tener morteros de cemento-cal-arena 1:1:7, 1:1:5, 1:1:3 y 1:1:1. El primero de éstos se utilizará como mortero para junteo en condiciones muy favorables o secas y el último para las condiciones más severas de humedad. Más aún, si se tratara de condiciones todavía más extremosas, se utilizarían aditivos para mejorar los morteros.

El costo de los morteros suele ser elevado, por lo que deberá estimarse, dentro de los precios unitarios de la obra, la proporción más ventajosa a utilizar.

3.2.2. Estructuras de tabiques de concreto.

Esta clase de piezas, pueden ser huecas (tabiques ligeros) y macizas. Los primeros solamente podrán utilizarse para construir los muros de bodegas y almacenes provisionales, o de cierta permanencia, hasta de 4.00m de altura, pero en todo caso, los tabiques macizos tendrán la preferencia en todas las edificaciones del segundo nivel hacia abajo, aún cuando no se trate de edificaciones importantes.

La tecnología de estos bloques huecos indica refuerzos de escalerillas de alambre del No 10 a cada dos hiladas horizontales y varillas corrugadas del No 3 ($\square\square = 3/8''$) al No 4 ($\square\square = 1/2''$) dentro de cada block de esquina y de remate o a cada 3.00 m en el cuerpo del muro (ver fig. 5.3.2.2.). Estas varillas se embeberán con el mortero de junteo o con un concreto de alto revenimiento, con agregado máximo de 1 cm y resistencia a la compresión de 75 kg/cm² como mínimo, dentro del block, a modo de castillo integrado. Si fuera necesario, por razones estructurales, las varillas se colocarían menos separadas.

En ningún caso, la cuantía del refuerzo horizontal p_h o vertical p_v será inferior a 0.0007 y la suma de ambos no será menor a 0.002; esta cuantía se calculará como:

$$p_v = \frac{A_{sv}}{Lt} \quad p_h = \frac{A_{sh}}{st}$$

Siendo:

A_{sh} y A_{sv} área total del acero horizontal o vertical respectivamente, en cm².

s separación del refuerzo horizontal, en cm.

L longitud del muro entre dos varillas verticales, en cm.

t espesor del muro en cm.

3.2.3 Mamposterías de piedras naturales

En este apartado nos referiremos al diseño y construcción de cimientos, muros de retención y a otros elementos estructurales de mampostería (pilas y estribos para puentes), clasificada como de tercera, por estar formada con piedras naturales sin labrar y unidas con mortero de cemento y arena principalmente.

Utilizadas como elemento de recubrimiento, bases de caminos, o como ornato, no se considerarán en estas normas.

Las piedras utilizadas en estas mamposterías deberán cumplir con los requisitos siguientes:

Resistencia mínima a compresión normal

$$f_p = 150 \text{ kg/cm}^2 .$$

Resistencia mínima a compresión paralela

$$f_a = 100 \text{ Kg/cm}^2 .$$

Absorción máxima

$$A = 4.0\%$$

Resistencia al intemperismo:

máxima pérdida de peso después de 5 ciclos en solución saturada de sulfato de sodio

$$e = 10.0\%$$

Peso de cada piedra

$$w = 30.0 \text{ kg.}$$

Ninguna piedra presentará grietas o fisuras ni tendrá forma de laja.

A) Morteros

Los morteros que se utilizarán para unir las piedras deberán cumplir con los requisitos siguientes:

La relación volumétrica entre la arena y la suma de los cementantes, será de 2.5 a 5.0.

La resistencia a la compresión no será menor de 15.0 kg/cm^2 .

B) Diseño

- Esfuerzos resistentes: Los esfuerzos resistentes de diseño a la compresión, f^*m , y de cortante, v^* , se valorarán como sigue:

Para mampostería unida con mortero de resistencia a la compresión no menor de:

$$\text{kg/cm}^2: \quad f^*m = 20.0 \text{ kg/cm}^2 \quad v^* = 0.60 \text{ kg/cm}^2$$

Para mampostería unida con mortero de resistencia a la compresión menor de:

$$\text{kg/cm}^2: \quad f^*m = 15.0 \text{ kg/cm}^2 \quad v^* = 0.40 \text{ kg/cm}^2$$

Se verificará que la fuerza normal actuante en cada sección no exceda la fuerza resistente dada por la expresión:

$$p_r = \left(1 - 2 \frac{e}{t}\right) A_{tAc} f^* m$$

siendo: "t" el peralte de la sección, A_{tAc} su área respectiva y "e" la excentricidad con que actúa la carga.

Esta expresión solamente es válida cuando la relación de esbeltez (relación alto/peralte) no exceda de 5.0

Cuando la relación de esbeltez se encuentre entre 5 y 10, la resistencia se tomará igual al 80% de la calculada con la expresión anterior.

No serán recomendables las estructuras de mampostería de piedra si su esbeltez rebasa de 10 y en ese caso es preferible utilizar concreto.

- La fuerza cortante actuante no deberá exceder a la cortante resistente, obtenida multiplicando el área transversal de la sección mas desfavorable por el esfuerzo cortante permisible (v^*) indicado anteriormente.

C) Procedimiento constructivo

Toda mampostería se desplantará en una plantilla de concreto simple de $f'c = 100.0 \text{ kg/cm}^2$, de 5.0 cm de espesor mínimo, que permita una superficie horizontal y seca. En las primeras hiladas se utilizarán las piedras de mayores dimensiones y sus mejores caras se aprovecharán para conformar los paramentos visibles. Cuando las piedras sean de origen sedimentario, se colocarán de manera que los lechos de estratificación queden perpendiculares a la dirección de las compresiones. Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera que llenen lo mejor posible el hueco dejado por las otras piedras. Los vacíos que se formen, se rellenarán con mortero y pedazos de piedras o algunas más pequeñas. Deberán usarse piedras a tizón con regularidad, que ocuparán por lo menos la quinta parte del área de paramento y estarán distribuidas en forma uniforme.

D) Cimientos

Los taludes de las caras inclinadas del cimiento, desde la arista de la dala o muro, no serán menores que 1.0 (horizontalmente) : 1.5 (verticalmente). En los cimientos de lindero, con una cara vertical y la otra inclinada, deberá verificarse la estabilidad a la torsión. De no realizarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a ellos, a separaciones no mayores de las indicadas en la tabla 3-1 siguiente:

TABLA 3-1

Presión de contacto con el terreno p en ton/m ²	Claro máximo permisible en m	
	CASO 1	CASO 2
p < 2.0	5.0	10.0
2.0 < p < 2.5	4.5	5.0
2.5 < p < 3.0	4.0	7.5

$3.0 < p < 4.0$	3.0	6.0
$4.0 < p < 5.0$	2.5	4.5

Los casos 1 y 2 corresponden a mamposterías ligadas con morteros de cal y con morteros de cemento respectivamente.

En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momentos de volteo como sobre los perpendiculares a ellos. Los castillos deberán empotrarse 40.0 cm, por lo menos, en el cimiento.

En la tabla anterior, el claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos. No deberán existir planos definidos de falla transversales al cimiento.

E) Muros de contención.

En el diseño de estas estructuras, se tomará en cuenta la combinación más desfavorable de cargas laterales y verticales debidas a la acción del empuje de tierras, o de agua, al peso propio del muro, a las otras cargas muertas que puedan actuar y a la carga viva que tienda a disminuir el factor de seguridad contra volteo y/o deslizamiento.

El factor de seguridad para volteo será de 1.5 mínimo y representará la relación entre la suma de los momentos de todas las fuerzas verticales, o momento resultante vertical, dividida entre la suma de los momentos de todas las fuerzas horizontales, o momento resultante horizontal, con respecto a una arista del cuerpo de la sección transversal del muro, considerada como la intersección del plano vertical del paramento y el plano de corte en la superficie del terreno.

El factor de seguridad contra deslizamiento valdrá 2.0 mínimo y se calculará como la suma de las fuerzas horizontales resistentes, incluyendo la fricción entre suelo-piedra, y las fuerzas horizontales actuantes por efecto de empujes de tierra, carga viva o sobreelevación del relleno.

En términos generales, serán las disponibilidades de los materiales las que definan cual de todos ellos se utilizará en un muro de contención, pero siempre deberá trabajarse cada material dentro de los rangos que le son característicos, pues aunque se tenga una cantera de piedra, no resultará económico hacer un muro de contención de dimensiones muy excedidas, en lugar de utilizar un diseño mas adecuado de concreto reforzado.

3.3 Prefabricados y ensambles.

El auge que están adquiriendo algunos sistemas para facilitar la construcción de estructuras, tanto en el aspecto edificación como en el de terracerías, obliga a mencionarlos someramente. Tal es el caso de los Gaviones, que se utilizan para muros de contención, pequeñas represas, protección de las márgenes de ríos y canales, lagos artificiales y algunas otras aplicaciones más.

También mencionaremos los muros logrados a base de placas de concreto y rellenos de tierra y/o grava, que permiten estructuras importantes como estribos para puentes, pasos a desnivel, protecciones contra erosión, contra avalanchas y corrientes de agua, comercialmente conocidos como Tierra Armada o similares.

En cuanto a los ensambles, mas especializados en edificaciones, mencionaremos las vigas pretensadas de grandes claros para bodegas y almacenes, para oficinas o para puentes peatonales y vehiculares. También se pueden mencionar los prefabricados para plantas potabilizadoras, de bombeo o para tratamiento, consistentes en vigas, trabes y columnas, muros y pisos con o sin acabados integrados.

Estas construcciones requieren de diversos cuidados en su ejecución y terminación, sobre todo en zonas sísmicas y/o de vientos, debido al diseño de las uniones de los elementos que la conforman. En estos casos, los planos estructurales deberán contener todos los ensambles o uniones de los elementos horizontales y verticales o inclinados de las estructuras de soporte y sujeción.

Ni que decir de la importancia de seguir todos y cada uno de los pasos y recomendaciones que el fabricante proporcione, pues el único responsable, en estos casos, será su personal y su empresa exclusivamente.

Los sistemas de losas de techumbre y de entrepiso, actualmente han alcanzado una capacidad de carga excepcionalmente alta, como la Losacero, que resuelven prácticamente todos los casos que se presenten en la construcción de edificaciones, sin olvidar algunos otros de capacidades mayores, como la tridilosa y el spancrete de presforzados, que alcanzan su óptima aplicación en edificaciones de mayor altura y en zonas sísmicas.

4. ESTRUCTURAS METÁLICAS.

4.1 Condiciones generales de los materiales.

4.1.1 Identificación del material

Un aspecto importante durante la construcción de estructuras metálicas, es la certificación de que los materiales cumplan con los requisitos de los planos y con las normas de fabricación; dicha certificación deberá proporcionarla el fabricante, cuando se le solicite.

Los diferentes tipos de materiales aceptados para usarse, son los fabricados en nuestro país y definidos por las Normas Oficiales Mexicanas (NOM); las cuales se referirán a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

Además de los aceros estructurales, se incluyen aceros fundidos, aceros forjados, y de otros tipos, como remaches, tornillos y metal de aportación para soldar.

Los informes certificados de las pruebas hechas por el productor del acero, o los informes certificados de las pruebas efectuadas por el fabricante o por un laboratorio de ensayos, de acuerdo con NOM-B-252 ó NOM-B-266, según sea aplicable, constituirá evidencia suficiente de conformidad.

Podrán usarse aceros no identificados, si están libres de imperfecciones superficiales, en partes o detalles de menor importancia, donde el estricto cumplimiento con las propiedades físicas especificadas para el acero y su soldabilidad, no afecten la resistencia de la estructura.

De acuerdo con la norma NOM-B-252, el proveedor de aceros de alta resistencia y de aceros sujetos a especificaciones especiales deberá poner la marca de identificación a sus materiales laminados antes de entregarlos al taller del fabricante o a la obra

Cuando los materiales laminados mencionados en el párrafo anterior carezcan de la marca de identificación del proveedor, no deberán usarse hasta su plena identificación.

Durante la construcción, se deberá tener establecido un sistema gráfico de control de materiales, capaz de identificar calidad y destino de los materiales que intervienen en los elementos principales de la estructura. El método de identificación deberá permanecer visible hasta las operaciones de armado.

4.1.2 Control de calidad de los materiales.

Será necesario establecer procedimientos de control de calidad para asegurar que todo el trabajo sea ejecutado de acuerdo con las especificaciones de la obra.

Las plantas de fabricación, podrán ser sometidas en cualquier momento a supervisión, por inspectores calificados, programando, estos últimos, su trabajo de manera que ocasione la mínima interrupción al trabajo de fabricación.

A) Rechazos.

El material que no cumpla con las disposiciones de las especificaciones establecidas, podrá ser rechazado en cualquier momento durante el avance del trabajo.

Un miembro estructural puede rechazarse si su estado pre o post montaje presenta deflexiones producidas por:

- Accidentes de transporte
- Servir de apoyo para montaje de equipo por medio de malacates, tirsors, etc
- Ser cortado para permitir el montaje de equipo retrasado en su entrega u omitido, y vuelto a soldar
- Haberse utilizado como puntal o apoyo de estructuras.

Cuando el material no cumpla con la tolerancia de deformación establecida por la norma NOM-B-252, se podrán corregir las deformaciones mediante la aplicación controlada de calor o procedimientos mecánicos de enderezado, sujeto a las limitaciones descritas en el capítulo 4.3.1, y que deberán realizarse de acuerdo con la norma mencionada, a menos que por requisitos especiales se requiera de tolerancias más estrictas que dicha norma.

Con el objeto de evitarle daños a los materiales por montar, se tendrá cuidado con el almacenaje, soporte, manejo y montaje de dichos elementos estructurales; ya que en cualquier etapa de los trabajos, deberán encontrarse dentro de las tolerancias especificadas.

4.2 Conexiones.

4.2.1 Estructuras remachadas o atornilladas

A) Preparación de las conexiones.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca tendrán una pendiente no mayor de 1:20 con respecto a su plano normal al eje del tornillo. Si la pendiente es mayor se utilizarán rondanas para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deberán ajustarse perfectamente, sin que haya ningún material compresible entre ellas. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las rondanas, estarán libres de costras de laminado, exceptuando las que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre, así como de basura, escoria, o cualquier otro defecto que impida que las partes se asienten perfectamente. Las superficies de contacto en conexiones por fricción estarán libres de aceite, pintura y otros recubrimientos, excepto en los casos en que se cuente con información de conexiones entre partes con superficies de características especiales.

Durante la colocación de los miembros por unir, éstos se deberán mantener en contacto entre sí, rígidamente por medio de tornillos provisionales, evitando las deformaciones en el metal y el agrandamiento de los agujeros; una mala concordancia entre agujeros es motivo de rechazo.

B) Colocación de remaches y tornillos

Antes de colocar los remaches o tornillos se revisará la posición, alineación y diámetro de los agujeros. Se comprobará que las cabezas de los remaches y tornillos estén formadas correctamente y se revisarán por medios acústicos y, en el caso de tornillos, se verificará que las tuercas estén correctamente apretadas. La rosca del tornillo debe sobresalir de la tuerca no menos de 3 mm.

Los remaches deben colocarse por medio de remachadoras de compresión u operadas manualmente, neumáticas, hidráulicas o eléctricas. Una vez colocados, deben llenar totalmente el agujero y quedar apretados, con sus cabezas en contacto completo con la superficie.

Los remaches se colocan en caliente; sus cabezas terminadas deben tener unas formas aproximadamente semiesféricas, enteras, bien acabadas y concéntricas con los agujeros, de tamaño uniforme para un mismo diámetro. Antes de colocarlos se calientan uniformemente a una temperatura no mayor de 1000° C, la que debe mantenerse a no menos de 540° C durante la colocación.

C) Inspección visual de tornillos.

Todas las conexiones atornilladas deberán ser inspeccionadas visualmente preferentemente en campo, excepto las de montaje o temporales.

La inspección consistirá en revisar:

- Diámetros y longitudes de agarre.
- Sistema de apriete por el método de girar cualquiera de los extremos tuerca o cabeza.
- El apriete o torque en kg-m que debe tener cada tornillo, se puede determinar experimentalmente apretando uno de ellos hasta lograr su ruptura, anotando el valor que lo logró; el torque apropiado será el 50% ó 60% de dicho valor.
- Los tornillos deben estar secos, limpios, sin ninguna oxidación y protegidos con una ligera película de aceite, cera, etc.
- El trabajo de los tornillos, deberá de corresponder con el indicado en las especificaciones establecidas (fricción, aplastamiento, etc.)

4.2.2 Estructuras soldadas

A) Preparación de los materiales

Las superficies que vayan a soldarse estarán libres de costras, escoria, oxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas, y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que pueden disminuir la eficiencia de la junta soldada; se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete eoxiacetilénico, éstos deberán ser guiados mecánicamente.

Todas las piezas por soldar deberán estar sujetas y colocadas de tal manera que no se induzcan efectos secundarios y puedan deformarse.

B) Aplicación de la soldadura

Para diseñar y detallar correctamente estructuras soldadas, tienen que tomarse en cuenta diversos factores, tales como la magnitud, tipo y distribución de las fuerzas a transmitir, la facilidad de deposito de soldadura, la limitación de la deformación por contracción de la soldadura, espesor de los materiales por unirse, el efecto de los esfuerzos residuales producidos por la soldadura en el material base y posibles distorsiones.

La técnica de soldadura se refiere al conjunto de detalles implicados en el proceso, tales como la posición al soldar, la preparación del metal antes de soldar, el ajuste de las juntas, el tipo y tamaño del electrodo, el uso de corriente alterna o directa y la polaridad adecuada del metal base, el ajuste de la corriente y del voltaje para cada soldadura en particular, la velocidad de depósito del metal de aportación, el número de pasos para formar la soldadura, el mantenimiento de un arco estable y de la forma adecuada de la soldadura. Siendo todos éstos requisitos que deberán especificarse plenamente.

Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras que eliminen distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción.

La soldadura de taller podrá hacerse, manualmente, con personal especializado, o bien, mecánicamente por

medio de soldaduras automáticas, que cumplan de igual manera con los requerimientos establecidos.

Las partes por soldar se mantendrán en su posición correcta hasta terminar el proceso de soldadura, mediante el empleo de pernos, prensas, cuñas, tirantes, puntales u otros dispositivos adecuados, o por medio de puntos provisionales de soldadura. En todos los casos se tendrán en cuenta las deformaciones producidas por la soldadura durante la colocación.

Los puntos provisionales de soldadura deberán limpiarse y fundirse completamente con la soldadura definitiva o, de no ser así, deberán removerse con esmeril hasta emparejar la superficie original del metal base.

C) Calidad de la soldadura

En general, todas las soldaduras de filete se consideran precalificadas, cumpliendo con la norma NOM H-172. Estas soldaduras precalificadas se limitan a las hechas con soldadura manual de arco protegido, de arco sumergido, de arco gas-metal (excepto transferencia de metal por corto circuito) y soldadura de arco con núcleo fundente. Se permiten pequeñas desviaciones de las dimensiones, ángulos de las preparaciones y variación en la profundidad de las uniones de ranura, siempre que se mantengan éstas dentro de las tolerancias establecidas en dicha norma. Pueden emplearse otras formas de unión y procedimientos de soldadura siempre que sean sometidas a prueba y calificadas de acuerdo con la NOM H-172.

Para establecer buena calidad en los trabajos, se deberá especificar la técnica más adecuada de soldadura, evitando al máximo los defectos de socavación, la falta de fusión y penetración, la inclusión de escoria y la polaridad. La mayoría de estos defectos tienen como resultado concentraciones de esfuerzos bajo cargas y pueden reducir de este modo la resistencia de la soldadura, particularmente bajo cargas dinámicas o repetidas.

D) Inspección de la soldadura

Usualmente se obtienen soldaduras satisfactorias en una estructura cuando se utiliza un procedimiento adecuado y cuando las soldaduras son realizadas por operarios competentes; la normativa de evaluación deberá ser consistente en dos partes: calificación de los procedimientos y calificación del operario.

La calificación de los procedimientos operará sobre las propiedades del metal y del de aportación, del tipo y tamaño de los electrodos, del tipo de preparación y posición de soldar, de la corriente y voltaje a usar y de los usos posibles del precalentamiento o del tratamiento térmico de las partes después de soldar. La calificación del operario requiere que el soldador realice ciertos especímenes de prueba, los cuales deberán tener una resistencia y ductilidad especificadas. Las soldaduras de prueba deben simular el tipo y las condiciones de la soldadura de campo, suministrándose diferentes calificaciones para los distintos tipos de soldadura. Sin embargo, no es suficiente confiar solamente en las pruebas de calificación, sino debe mantenerse una inspección adecuada de todas las soldaduras en la estructura para asegurarse de que sean satisfactorias.

Una vez realizadas, las uniones soldadas en taller deben inspeccionarse ocularmente, y se repararán todas las que presenten defectos aparentes de importancia, tales como tamaño insuficiente, cráteres o socavación del metal base. Toda soldadura agrietada debe rechazarse.

Cuando haya dudas, y en las juntas importantes de penetración completa, la revisión se complementará por medio de radiografías y/o ensayos no destructivos de otros tipos. En cada caso se hará un número de pruebas no destructivas de soldadura de taller suficiente para abarcar los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formar una idea general de su calidad. En soldaduras de campo se aumentará el número de pruebas y éstas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en material de más de 2 cm de grueso.

Los métodos disponibles para la inspección de las soldaduras, son: el método visual, el de partículas magnéticas, el de tintura penetrante, el ultrasónico y el radiográfico. Todos estos métodos requieren que la supervisión sea efectuada por personal competente que pueda interpretar los resultados.

El procedimiento de selección, rechazo o aprobación de soldaduras, será el siguiente:

- La localización de soldaduras por inspeccionar será al azar.
- Las soldaduras rechazadas deberán ser reparadas o removidas; una vez reparadas, deberán de ser radiografiadas nuevamente.
- Si el número de conexiones rechazadas excede el 10% de las inspeccionadas, el porcentaje inicial debe duplicarse; de esta nueva serie de radiografías, dos deberán obtenerse junto a la conexión rechazada, de manera que se inspeccione la labor del mismo operario en igualdad de circunstancias; el resto será seleccionado al azar.
- Después de la etapa anteriormente mencionada, si el porcentaje de soldaduras rechazadas excede nuevamente del 10%, el laboratorio informará al cliente, quien a la vez decidirá si se aumenta, y en qué cantidad, el número de soldaduras por radiografiar, o si se radiografían todas.

4.3 Fabricación y montaje

4.3.1 Fabricación en taller

La fabricación de estructuras de acero en taller debe siempre procurar producir el mayor número de elementos o miembros estructurales y empalmes, de manera que los trabajos de conexión, nivelación y montaje en el campo se reduzcan y simplifiquen.

Las restricciones de taller estarán limitadas exclusivamente a dimensiones máximas por transporte, por capacidad de montaje, por capacidades de galvanizado (cuando se requiera), por las juntas de montaje indicadas en planos de diseño o cuando por necesidades de transporte, los elementos estructurales o placas de conexión que sobresalgan puedan sufrir algún daño.

A) Contraflecha, curvado y enderezado

Se permite la aplicación local de calor o los medios mecánicos para producir o corregir la contraflecha, curvatura o para enderezar elementos estructurales. La temperatura de las áreas calentadas, medida con métodos aprobados, no excederá de 650° C.

Las vigas y armaduras que se detallan sin contraflechas se fabricarán de manera que las deformaciones queden dentro de las tolerancias, al ser montadas, con la deformación como contraflecha. Si la contraflecha de un miembro obliga a que otro miembro quede forzado al montarse, deberá hacerse notar en el plano de montaje.

4.3.2 Montaje

Las consideraciones más importantes al llevar a cabo las operaciones de montaje es la seguridad de los trabajadores y de los materiales, así como la economía y la rapidez de la etapa.

Para realizar con seguridad la construcción de estructuras de grandes dimensiones, se requiere a menudo un análisis detallado de los esfuerzos y las deformaciones que se presentarán durante las diferentes etapas del montaje; frecuentemente deben construirse equipos especiales de manejo, y hay que suministrar marcos temporales de contraventeo y de rigidez durante el montaje.

A) Métodos de montaje

Los métodos usados en el montaje de estructuras de acero varían de acuerdo al tipo y tamaño de la estructura, las condiciones del lugar y la preferencia del montador, los procedimientos de montaje no pueden regularizarse completamente, ya que cada problema tiene características especiales, que deben tomarse en cuenta al desarrollar el plan de montaje más ventajoso.

El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adoptarán las precauciones para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ellos algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

En ausencia de cualquier restricción, el montador procederá a usar los métodos y orden de montaje que le resulten más convenientes y económicos, los que en términos generales deberán cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- La estructura se montará estrictamente con los perfiles, alineamientos, elevaciones, localizaciones, orientaciones, dimensiones y ejes mostrados en los planos de diseño y montaje, los miembros estructurales se conectarán temporalmente con el número suficiente de tornillos de montaje que garantice su seguridad y firmeza hasta que se alineen, plomeen y se conecten en forma definitiva.

- Deberán preverse todas las precauciones necesarias a fin de evitar que los miembros estructurales tengan esfuerzos imprevistos por efectos de plumas, malacates, colgantes, etc.
- Las columnas se colocarán sobre los pedestales de concreto y se nivelarán a su elevación proyectada por medio de placas o lainas de acero; toda vez que se garantice la estabilidad de las mismas en su posible posición definitiva, se procederá a colar el mortero sin contracciones (grouting) entre los niveles tope de concreto y de desplante de estructura.
- Para mantener el alineamiento, nivel, verticalidad, firmeza y seguridad en todos los elementos por conectar, se deberán colocar contravientos, cuñas y puntales necesarios y mantenerlos en posición hasta que se hayan ejecutado las conexiones definitivas o cuando la estructura ya no requiera.
- No se colocarán remaches, pernos ni soldadura permanentes hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos, esté alineada y plomeada.

B) Soportes provisionales durante el montaje

El montador determinará la necesidad de usar, suministrar e instalar soportes provisionales, tales como tirantes, arriostramientos, obra falsa, apuntalamientos, y demás elementos requeridos para el montaje. Estos soportes asegurarán la estructura de acero durante el montaje para que resista cargas de magnitud similar a las de diseño, resultantes de viento, sismo y del propio montaje, pero no las cargas producidas por huracanes, explosiones, choques, ni cargas resultantes por otros factores extraordinarios.

Asimismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados. Los contraventeos permanecerán en el lugar todo el tiempo que se requiera por razones de seguridad.

C) Tolerancias

Son de esperarse algunas variaciones en las dimensiones totales finales de las estructuras de acero. Se considera que estas variaciones son aceptables cuando no exceden el efecto acumulado de las tolerancias de laminación, fabricación y montaje.

En el proceso de montaje se incluirá la corrección de pequeños desajustes mediante trabajos moderados de escariado, cincelado o corte, y el hacer llegar a su lugar los miembros mediante el uso de punzones. Se permitirá rimar taladros, pero el diámetro del agujero rimado no debe ser mayor de 3mm que el del tornillo solicitado. Se permitirán cortes de ajuste y también placas de relleno, pero en ninguna circunstancia se permitirá que una placa desviada sea rellenada por una varilla y se suelde posteriormente.

4.4 Protección de las estructuras

Otro requisito de las obras hidráulicas metálicas es la vida útil de la estructura, aunada con la presencia de los parámetros agresivos al acero, por ejemplo, a cualquier problema especial de corrosión que ocurra debido a las condiciones atmosféricas, a la humedad y otras. Condición que se deberá evitar, con un diseño apropiado, sobre todo en los lugares donde se puedan acumular la suciedad y el agua. Para ello, se dispone de aceros especiales

resistentes a la corrosión, de la utilización de recubrimientos, o de otro tipo de protecciones, como la catódica.

En esta categoría también se debe dar importancia a la protección contra el fuego e incendios. Donde la comparación de costos de seguros o daños y el de los diferentes grados de protección contra incendio, es esencial y determinante.

4.4.1 Corrosión

A) Definición

La corrosión se puede definir como la degradación o deterioro de un metal, provocado por su reacción con el medio en que se encuentra inmerso, para retornar a su condición de equilibrio original. La corrosión se considera como un proceso electroquímico, ya que envuelve al mismo tiempo una reacción química y un flujo de corriente en las piezas metálicas.

Para que ocurra la corrosión deben existir necesariamente los siguientes elementos: un ánodo y un cátodo, unidos eléctricamente e inmersos en un electrolito. Se considera un electrolito a cualquier sustancia que contiene iones, y que es capaz de transmitir la corriente eléctrica. Por citar solo un ejemplo; para el caso de una tubería enterrada se tiene que la parte superior de la tubería está inmersa en suelo con mayor contenido de oxígeno, mientras que el fondo de la misma se encuentra rodeado por suelo con menor concentración de oxígeno, lo que conduce a que se forme una zona catódica en la parte superior y una zona anódica en la inferior, debido a la diferencia de concentración de oxígeno en el suelo, produciéndose con esto la corrosión del fondo del tubo.

B) Métodos de control de la corrosión

Los elementos de acero estructural se protegerán contra la corrosión, para evitar que ésta ocasione disminución de resistencia o perjudique su comportamiento en condiciones de servicio. Cuando sea imposible protegerlos después de la fabricación de la estructura, en su diseño se tendrán en cuenta los efectos perjudiciales de la corrosión.

Antes del montaje, todos los elementos se protegerán adecuadamente con pinturas o otros productos o métodos que retrasen el proceso de corrosión.

Se tomarán precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, humos, vapores industriales u otros agentes altamente corrosivos; dichas estructuras deben protegerse con un revestimiento especial y esta protección debe volverse a aplicar periódicamente. Cuando los miembros de acero no estén expuestos a los efectos alternados de humedecimiento y secado y a cambios extremos de temperatura, una capa delgada de pintura aplicada adecuadamente es suficiente para asegurar una durabilidad excelente.

- Recubrimientos anticorrosivos

Para que la aplicación de un recubrimiento sea correcta y éste cumpla perfectamente su función, se debe poner especial interés en la preparación de la superficie; la cual consiste en dos pasos: corrección de las imperfecciones de la superficie y la limpieza.

Se deberán eliminar las aristas o bordes filosos, las soldaduras discontinuas, las soldaduras rugosas, las salpicaduras de soldadura, las cabezas de remaches más ajustados, hendiduras, huecos y picaduras, para evitar una prematura falla del recubrimiento. Posteriormente se deberá realizar una limpieza correcta de la superficie, eliminando materias extrañas como óxido, escoria de laminación, pintura vieja o depósitos de sales y suciedad; por la razón de que estas materias extrañas crean una presión osmótica, que atrae vapores de humedad a través de la película del recubrimiento, ocasionando una grave corrosión debajo de dicha película.

No se debe de aplicar ningún tipo de recubrimiento en presencia de lluvia, humedad excesiva o cuando la temperatura ambiente sea menor de 10° C.

Una vez que el recubrimiento está aplicado sobre la superficie y verificado que el espesor de la película depositado concuerda con las especificaciones; se procederá a verificar sus propiedades finales, bajo la siguiente inspección:

- Tiempo de secado.- Una vez transcurrido el tiempo de secado especificado, la película debe soportar la máxima presión del dedo pulgar, sin presentar deformaciones, huella o desprendimiento.
- Apariencia final.- La superficie debe lucir uniforme, libre de grumos, pliegues o deformaciones.
- Espesor de la película.- Se determinará nuevamente el espesor en la etapa de inspección, mediante la ayuda de medidores de película seca del tipo microtest, elcómetro o digitales.
- Adherencia.- Se determinará la adherencia del recubrimiento, siendo el método más común y efectivo, en que consiste en cuadricular la superficie en varios puntos al azar, con la ayuda de una cuchilla fina, procurando llegar con las incisiones hasta el sustrato metálico. Posteriormente, se cubre el cuadrulado con cinta adhesiva y desprendiéndola súbitamente, se observará la cantidad de material removido. Si el área que ocupa la película removida excede del 5%, se considera que el material no pasa la prueba, rechazándolo.

- Protección catódica.

La protección catódica es el método más importante de todos los métodos para el control de la corrosión. Por medio de una corriente eléctrica aplicada externamente puede mantenerse en un ambiente corrosivo sin deterioro por un tiempo indefinido.

La base de la protección catódica es mantener la polarización del cátodo, usando una corriente externa, de tal manera que ambos electrodos (cátodo y ánodo) tienen el mismo potencial y por lo tanto la corrosión no ocurre. Esta acción se lleva a cabo suministrando una corriente externa al metal que se está corroyendo, sobre la superficie del cual operan celdas de acción local. La corriente sale del ánodo auxiliar (compuesto de cualquier conductor metálico o no metálico) y entra a ambas áreas, la catódica y la anódica de las celdas de corrosión del metal que se quiere proteger, retornando a la fuente de corriente directa.

- Métodos de protección catódica

Existen dos métodos para proteger catódicamente una estructura, ambos con aplicaciones particulares que se pueden complementar para lograr una máxima protección: el Sistema de ánodos galvánicos o de sacrificio y el Sistema por corriente impresa.

Se utilizará el Sistema de ánodos de sacrificio en estructuras que estén instaladas en suelos cuya resistividad sea menor de 6,000 Ohms-cm. Considerando para su diseño los siguientes factores:

- Cantidad requerida de corriente
- Peso total de cada tipo de ánodo
- Cálculos para determinar la vida útil del ánodo
- Vida útil deseada para la instalación
- Eficiencia de los tipos de ánodos
- Intervalo de desgaste teórico
- Potencial
- Resistividad del suelo o del agua
- Costo del ánodo
- Disponibilidad de material
- Experiencia requerida para instalar el sistema

El sistema de corriente impresa deberá utilizarse en estructuras metálicas (conducciones enterradas) de gran longitud (por ejemplo, 20 km) e instaladas en suelos de mediana a alta resistividad. Considerando para su diseño los siguientes factores:

- Detalles de la estructura a protegerse
- Resistividad promedio del suelo
- Requerimientos de corriente
- Localización y tipo de estructuras extrañas
- Disponibilidad de suministro de corriente
- Consistencia de las propiedades

4.4.2 Fuego

Las estructuras metálicas deben protegerse contra los riesgos de incendio, aunque usualmente se clasifican como incombustibles y proporcionan una seguridad razonable en ciertos tipos de estructuras.

La resistencia del acero al fuego puede aumentarse mediante la aplicación de revestimientos protectores como concreto, yeso, vermiculita, rociaduras de asbesto y pinturas especiales. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependerán de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible.

Las especificaciones establecerán el número de horas de protección al fuego que se requieran para las diferentes partes de la estructura, tales como vigas, columnas, pisos, etc.; evitando pérdidas de resistencia ocasionadas por las altas temperaturas, manteniendo a la estructura siempre por debajo de la temperatura promedio de los 450° C, o que no eleve la temperatura arriba de los 600° C en ninguno de los puntos de aplicación, temperatura hasta la cual se mantiene esencialmente constante la relación de Poisson del acero.

En el diseño se tomarán las disposiciones necesarias para que las dilataciones y contracciones producidas por cambios de temperatura no tengan efectos perjudiciales en la estructura.

4.5 Requisitos complementarios para estructuras metálicas específicas.

4.5.1 Tanques y recipientes.

A) Recipientes superficiales.

Los recipientes de acero que más se utilizan en los sistemas de agua potable, son en general de sección circular y se usan como estructuras de protección a la línea de conducción, en torres de oscilación. En las plantas potabilizadoras se utilizan para almacenamiento de reactivos en estado líquido y en el proceso de tratamiento de aguas residuales, cuando contiene sustancias que atacan al concreto.

En las torres de oscilación que tienen un diámetro pequeño, se recomienda el uso de tubo de sección comercial de acero debido a la facilidad de transporte y montaje. Por lo general se opta por soldar tramos de tubo y colocar una placa de base en el fondo plano.

Para las torres de oscilación de mayor diámetro y altura que se construyen con placas de acero soldadas, se analizan considerando que la torre está empotrada en la base y para esta consideración se colocan cartelas en la base del cuerpo del cilindro para darle la rigidez necesaria.

Para la construcción de tanques de almacenamiento cilíndricos verticales, de acero soldado, apoyados sobre el terreno, abiertos o cerrados en su parte superior, y cuya superficie estará sujeta a una presión aproximadamente igual a la atmosférica; se establece la siguiente normatividad:

- Fondo del tanque.

Las placas del fondo deberán tener un mínimo de 6.3mm y deberán traslaparse por lo menos 25mm, o soldarse a tope.

Cuando se vayan a unir por medio de juntas traslapadas, las placas centrales del fondo no requieren ser escuadradas y se admitirán en el ancho y en el largo que no afecten la operación de montaje.

Las placas del fondo podrán soldarse a tope, siempre y cuando los bordes de las placas por soldar sean paralelas, con preparación en "V" o recta; la separación entre placas será función del grueso y del tipo de preparación. Las soldaduras se harán empleando una placa de respaldo de 3.2 mm de espesor mínimo.

Antes de colocar en su lugar las láminas del fondo se limpiarán perfectamente y a la cara que va a estar en contacto con la base se le aplicará un recubrimiento anticorrosivo, según las especificaciones particulares del proyecto.

Es conveniente elaborar una secuencia de soldadura que evite al máximo las deformaciones y mantenga plano el fondo.

Las soldaduras entre el fondo y la pared deberán estar totalmente terminadas antes de soldar las placas del fondo que, a fin de compensar las contracciones de soldaduras previas, se hayan dejado sin soldar.

- Pared del tanque.

La pared del tanque se diseñará de tal manera que todas las hiladas de placas que lo componen sean perfectamente verticales. A menos que se especifique de otra forma, en una junta horizontal las placas adyacentes deben tener centrados sus espesores. Las juntas verticales en hiladas adyacentes no deben estar alineadas, sino que deben conservar entre sí una distancia mínima de $5t$, siendo t el mayor espesor de las placas de las hiladas en consideración.

Las uniones soldadas verticales serán a tope con penetración y fusión completas, como las que se obtienen con soldadura doble.

Las aberturas en la pared del tanque mayores que las requeridas para conectar un tubo de 50.8 mm de diámetro deben reforzarse. El área mínima de la sección transversal del refuerzo no debe ser menor que el producto del diámetro del agujero por el espesor que tiene la placa de la pared donde se realiza la perforación.

El refuerzo requerido debe llevarse por arriba y por abajo de la línea central de la abertura hasta una distancia igual al diámetro del agujero.

Los tanques sin techo llevarán anillos atiesadores para mantener la forma del tanque cuando se halle sujeto a la acción del viento. Los anillos atiesadores se colocarán en o cerca de la parte superior de la hilada más alta de la placa del cuerpo y de preferencia en el lado exterior.

- Techo del tanque.

Las placas del techo tendrán un espesor nominal mínimo de 4.8mm. Si se prevén problemas de corrosión, debe incluirse un espesor adicional por este concepto. Deberán estar unidas al ángulo de la parte superior de la pared del tanque por medio de un filete de soldadura continuo.

B) Tanques elevados

La estructura de soporte de los recipientes de acero más comunes son de tipo torre, la cual generalmente es a base de columnas con traveses rigidizantes y tensores de contraventeo, o bien, con una sola columna cilíndrica.

Los elementos diagonales de tensión de la estructura de soporte del recipiente elevado, serán tensados antes de llenar el tanque a fin de reducir la deformación después del llenado. Tal tensión no se deberá considerar en el diseño de los miembros. El tensado se puede efectuar apretando el tensor en los miembros diagonales o mediante otros dispositivos adecuados.

Las paredes de los recipientes elevados generalmente son circulares, continuas en el fondo y libres o apoyadas en el extremo superior, dependiendo del tipo de cubierta y continuidad que se proporcione, y en casos especiales puede ser una esfera.

C) Recipientes a presión.

El procedimiento utilizado en la fabricación de recipientes a presión es el de la soldadura por fusión. El material de aporte de la soldadura deberá ser compatible con el material base a soldar. Todas las soldaduras serán aplicadas mediante el proceso de arco sumergido.

Se deberán evitar los cruces de dos o más cordones de soldadura. La distancia mínima entre dos cordones paralelos será 5 veces el espesor de la placa. Cuando se inevitable el cruce de dos cordones, se recomienda radiografiar una distancia mínima de 102 mm a cada lado de la intersección.

En juntas que tiene diferencias en espesores de más de $\frac{1}{4}$ de la sección más delgada, o más de 3.2 mm, la que sea menor, se deberá estipular una transición cónica que tendrá una longitud mínima de tres veces la diferencia de espesores de las superficies adyacentes de las secciones colindantes. La transición puede hacerse por medio de cualquier proceso que asegure una conicidad uniforme.

En juntas traslapadas, la superficie será como mínimo cuatro veces el espesor de la placa interior.

Para reducir la concentración de esfuerzos, se deberá adicionar soldadura de filete donde sea necesario, excepto donde se permitan detalles específicos. No deberán usarse las juntas en esquina con soldaduras de filete, a menos que las placas que forman la esquina estén soportadas independientemente de dichas soldaduras.

D) Inspección y pruebas de tanques

Para dar por terminada la construcción y el montaje de las estructuras de acero, se verificarán sus dimensiones, forma, acabado, elevaciones y alineamientos, de acuerdo con lo fijado en el proyecto.

Antes de iniciar el montaje, y con suficiente tiempo para corregir cualquier defecto que pudiera existir en la colocación de las anclas, se debe verificar la posición y los niveles de las mismas. Los tanques deben montarse a plomo y perfectamente alineados, teniendo cuidado en introducir puntales y/o contraventeo provisionales que deben dejar todo el tiempo que lo demande la seguridad general.

- Inspección durante el primer llenado.

La inspección durante el primer llenado se debe llevar a cabo para verificar la estanquidad y la seguridad estructural del tanque. Después de que el tanque esté terminado y antes de pintarlo, debe ser probado en campo conforme a lo estipulado a continuación:

- Las uniones soldadas deben ser probadas por el método de radiografía
- La inspección de las uniones soldadas en el fondo de tanques superficiales se debe efectuar mediante una prueba usando cámara de vacío
- Verificar las dimensiones, forma, niveles, propiedades del acero, uniones, elementos de sello y acabados de los elementos estructurales, de acuerdo con lo fijado en el proyecto.
- Verificar el funcionamiento del sistema de accesorios y fontanería, tales como válvulas, desfogues, vertedores de demasías, ventilación y uniones.

El primer llenado del tanque se debe efectuar en forma gradual; primeramente a una tercera parte, luego a dos terceras partes y finalmente a la capacidad total del tanque. En cada etapa de llenado se debe efectuar una inspección visual para verificar que no se presentes fugas visibles y que la estructura no presente grietas, corrimientos o deformaciones mayores a las permisibles.

Si el tanque muestra un buen comportamiento en cada etapa se puede continuar a la siguiente, en caso contrario, se debe proceder al vaciado y reparación.

- Prueba de estanqueidad.

Para la prueba de las paredes, fondo y cubierta, el tanque se debe mantener lleno durante 24 horas.

Son inaceptables las filtraciones que tengan como resultado un escurrimiento visible.

Si al efectuar la inspección visual, se observa una falla o algún otro defecto que no pase la prueba de estanqueidad, se deberán llevar a cabo las reparaciones necesarias. Después de efectuar las reparaciones, el tanque debe probarse nuevamente para confirmar que cumpla con los requisitos de estanqueidad.

4.5.2 Tuberías de acero

A) Fabricación de tuberías

A los espesores nominales del tubo obtenido por requisitos de resistencia, se le deberá sumar lo que adicionalmente se requiera para tomar en cuenta el desgaste por corrosión, erosión, abrasión mecánica o cualquier otro agente ambiental.

Para saber si la influencia corrosiva del medio ambiente sobre el tubo es determinante en el diseño, deberá conocerse la concentración de iones de hidrógeno, PH, que pueda existir en él. Los sitios con $\text{PH} \leq 5.8$ se clasificarán como “normales” y los que tengan $\text{PH} < 5.8$ como “ácidos”.

Cuando un tubo de acero corrugado se vaya a colocar en un suelo “normal”, el espesor deberá aumentarse 0.0033 cm por cada año de vida útil de la conducción. Si el suelo es “normal” pero tiene condiciones no usuales de humedad, el espesor se incrementará en 0.0075 cm/año.

El espesor de cualquier tubo después de su fabricación y sin incluir las tolerancias por desgaste no será menor de 6.0 mm.

Para tuberías con diámetro interior D el espesor mínimo se puede obtener de la expresión

$$e_{min} = \frac{D + 20}{400}$$

Donde D y e están dados en pulgadas.

Sin embargo, el espesor de las placas puede ser menor que el que se obtenga con la expresión anterior si las tuberías se acondicionan con elementos de rigidez adecuados para su manejo durante la construcción, transporte y colocación.

B) Transporte

Las tuberías de acero con protección mecánica (recubrimiento anticorrosivo) son transportadas generalmente por camiones, ferrocarriles o barcos, y los requerimientos para estibar y restringir las tuberías durante el tránsito dependen del modo de transporte.

Para el transporte en camiones, los tubos deberán ser colocados sobre entablados previamente instalados en las plataformas de los camiones, para lo cual se emplearán materiales que sirvan de amortiguadores en las superficies de contacto de los tubos. Todos los cables, cadenas y demás elementos que se utilicen para asegurar los tubos en su posición correcta, deberán estar forrados de materiales adecuados para evitar que se pueda dañar el recubrimiento anticorrosivo o la superficie del tubo.

En tubos de gran diámetro (1.14 m de diámetro o mayores) se recomienda el empleo de camas formadas por sacos de arena.

Cuando el transporte se efectúa en ferrocarril, todos los tubos deberán ser cuidadosamente estibados en los carros o góndolas, intercalando camas de material que amortigüen entre cada cama de tubos y entre tubo y tubo de cada cama. Las tuberías serán firmemente sujetadas por medio de travesaños o cables que impidan su movimiento durante el transporte. Todas las superficies de contacto y de carga entre las tuberías y la caja o furgón deberán ser cubiertas con materiales que sirvan de amortiguadores.

C) Carga y descarga

En la maniobra de carga y descarga de los tubos se deberá emplear equipo adecuado, para evitar el contacto directo entre las superficies de los tubos y las partes metálicas del equipo. Deben utilizarse correas de nylon, lonas, bandas y horquillas acolchonadas, así como patines diseñados para prevenir daños al recubrimiento. Mientras los tubos se encuentren suspendidos en la maniobra de carga y descarga, se inspeccionará que no existan daños en la parte inferior de los mismos.

Los tubos deberán ser colocados paralelamente a lo largo de las zanjas o excavaciones en las que después serán instalados. Si el terreno es rocoso, ambos extremos deberán apoyarse en bloques de madera acolchonados, sacos de arena, montículos de arena u otro tipo de soporte que proteja el recubrimiento de la tubería.

D) Zanjado

Al estar la tubería enterrada, las cargas exteriores resultan uniformemente distribuidas por lo que el relleno deberá tener una altura mínima de 90 cm a partir del lomo del tubo, si el diámetro es menor o igual a 90 cm; para diámetros mayores la altura debe ser de 1 a 1.5 m, y se revisará que las cargas aplicadas a la tubería no afecten al tubo.

Para facilitar el trabajo durante la instalación de la tubería, la excavación se hace de un ancho B mayor que el diámetro exterior del tubo, incluyendo su recubrimiento:

$$B = \frac{4}{3}d_e + 400$$

donde B es el ancho de la zanja en mm y d_e es el diámetro nominal del tubo en mm.

El fondo de la zanja no deberá tener irregularidades ni objetos que generen concentración de esfuerzos, ya que debe permitir un apoyo uniforme sin forzamientos ni dobleces mecánicos de la tubería. Las zanjas con el fondo plano deben excavar a una profundidad mínima de 50 mm abajo de la línea establecida para el fondo.

Cuando el fondo de la zanja contenga objetos duros, que puedan dañar el recubrimiento, se colocará bajo la tubería una cama de 8 a 15 cm de espesor de arena.

Después de que se han instalado en la zanja las tuberías, conexiones, válvulas y otros aditamentos y se hayan inspeccionado debidamente, ésta se rellenará a volteo con material seleccionado, es decir, un relleno que se encuentre exento de rocas y piedras grandes, pudiendo ser el mismo material excavado. Las juntas se deben dejar expuestas hasta que se hayan concluido las pruebas de presión y de fugas. En calles y otros lugares donde no es recomendable el asentamiento, se debe consolidar el relleno por compactación, la cual se realizará en capas no mayores de 15 cm.

Se exigirá que la compactación sea al menos del 90% de la prueba Proctor abajo de la clave y 85% arriba de la misma.

E) Instalación

Durante la instalación de la línea, debe observarse en las zanjas, un cuidado similar al que se tiene durante la carga y transporte de la tubería. Las tuberías con recubrimiento anticorrosivo requieren un cuidado adicional cuando se manejan temperaturas abajo o arriba de las recomendadas por el fabricante.

Las tuberías recubiertas no deben depositarse en terrenos ásperos, ni rodarse en tales superficies. Únicamente se permitirá el rodado cuando los extremos estén desnudos y se disponga de rieles en donde se rueda el acero expuesto.

Durante el manejo y colocado de la tubería en zanja, se deberán utilizar protectores para evitar su daño. La tubería no debe arrastrarse sobre el fondo de la zanja ni tampoco golpearse contra el fondo. Mientras se prepara para realizar la junta, la tubería debe soportarse sobre las bandas.

La zanja debe mantenerse libre de agua que pueda afectar la integridad de la cama y las operaciones de soldado de las juntas.

Pueden permitirse algunos soportes especiales, pero de ninguna manera deben instalarse permanentemente secciones de tubería sobre maderos, montículos de tierra o apoyos similares.

Inserciones.- Los agujeros para inserciones con diámetro menor a 5.0 cm no requerirán refuerzo adicional a menos que sean varios y estén localizados a una distancia menor que la suma de sus diámetros o en el caso que se esperen fuertes fluctuaciones de presión. Todos los agujeros para inserciones con diámetro mayor a 5.0 cm se reforzarán.

Si el espesor de la tubería es menor que el de la inserción, se reforzará aquella con un disco de placa con diámetro doble al de la inserción y la cuerda de ésta deberá sujetarse a la tubería y refuerzo. El disco de refuerzo deberá tener un espesor cuando menos igual al de la pared de la inserción.

Las inserciones con cuerda no deberán llegar a un cuarto del espesor del tubo, contado desde la cara interior de la placa de refuerzo si esta existe, sin tomar en cuenta el espesor adicional por corrosión.

No se permitirá fijar la inserción con un solo cordón de soldadura.

Anillos rigidizantes.- Se requieren anillos rigidizantes en las tuberías que trabajen bajo las siguientes condiciones: donde el conducto esté sometido a presión exterior; donde las tuberías estén sometidas a cargas concentradas y donde las tuberías estén ahogadas en concreto, sometidas a fuerzas de flotación durante el proceso de colado.

Intersecciones o ramales.- En la derivación del líquido de la tubería principal, deberán evitarse ramales a 90°. Para reducir las pérdidas de carga se recomienda iniciar un ramal con un cono con 6° a 8° de semiángulo en el vértice.

El ángulo entre el eje longitudinal de la tubería principal y el del ramal podrá tener cualquier valor acotado entre los 45° como mínimo y 75° como máximo.

Cuando haya más de dos ramales concurrentes, todos los ejes longitudinales deben estar en el mismo plano.

Codos.- Los cambios de dirección en la tubería se harán con codos. Éstos podrán ser sencillos o compuestos. Los codos sencillos estarán formados con tramos de tubos que se diseñarán como tales y deberán tener sus extremos en planos que concurren en una recta; para evitar pérdidas bruscas de carga, se recomiendan radios de curvatura de tres a cinco veces el diámetro de la conducción y ángulos de deflexión de 5° a 10°. Los codos compuestos son aquellos que sirven para unir conducciones cuyos ejes no se cortan.

Para las conducciones de acero de diámetro hasta de 106.68 cm, los codos que se empleen deberán estar

fabricados exprofeso para tal fin.

Anclajes o atraques.- Toda conducción con cambio de dirección en la rasante o cambios de sección, deberá estar anclada de tal forma que las fuerzas que se presentan en la conducción, debidas a todas las acciones resultantes en la condición de diseño, sean absorbidas por el atraque sin que se trasmitan al tramo siguiente de la tubería.

Soportes.- Los soportes de las conducciones podrán ser fijos, deslizantes y con balancines.

Los apoyos fijos deberán ser verdaderos anclajes de la tubería en las silletas o en los pedestales, de tal forma que eviten desplazamientos longitudinales. Deberán diseñarse para resistir fuerzas longitudinales por efectos de temperatura, hidrodinámicas, sísmicas, por fricción, por reducciones y las que resulten de particular interés.

Los apoyos deslizantes se diseñaran de tal forma que permitan los movimientos longitudinales de la conducción. Para su diseño se tomarán en cuenta las fuerzas verticales que obran en ellos y las longitudinales por fricción.

Los apoyos con balancines se podrán emplear en tuberías que no estén sometidas a expansiones excesivas por cambios bruscos de temperatura. Se diseñarán para tomar las fuerzas análogas a las que actúan en soportes deslizantes.

F) Uniones con soldadura

Las uniones longitudinales y circunferenciales en los tubos se harán con soldadura doble a tope con penetración completa; se deberán inspeccionar radiográficamente al 100%. La eficiencia permisible de la unión será de 100%. Para tubos fabricados con aceros de alta resistencia se empleará, en adición, la inspección magnética de partículas.

Todas las discontinuidades lineales serán inaceptables y necesariamente deberán repararse. Cuando se remueva un defecto, el área será examinada con el mismo método para cerciorarse que ha sido removido completamente. Si se hace una reparación, ésta se examinará con el mismo método que se empleó originalmente.

G) Prueba hidrostática de campo

El objetivo primordial de la prueba hidrostática es verificar que las juntas no presenten fugas. Ésta se realiza a un valor fijo arriba de la presión de trabajo.

Para realizar la prueba, la tubería se llena lentamente con agua, para prevenir el posible golpe de ariete, teniendo cuidado al permitir que el aire escape a través de las válvulas de admisión y expulsión de aire, colocadas en las partes más altas de la línea de conducción; la presión de prueba debe ser verificada por una bomba y un

manómetro de prueba, y será cuando menos 1.25 veces la presión de trabajo de la línea, debiéndose mantener como mínimo por 2 horas, posteriormente, se realizará una inspección de la línea para detectar fugas visibles o desplazamientos de la tubería.

Cualquier defecto debe ser reparado antes de realizar la prueba de fuga, la cual determinará, por medio de un medidor calibrado, la cantidad de agua que entra en la sección de prueba. Los defectos permisibles son los siguientes:

- No se aceptará una instalación hasta que la fuga sea menor del número de litros por hora que se determine por la siguiente fórmula:

$$L = \frac{Nd\sqrt{P_m}}{1033}$$

Donde

L fuga permisible en l/h

N número de juntas en la longitud de línea probada

d diámetro de la tubería en mm

Pm presión media durante la prueba de fugas en MPa

- Las fugas presentadas en las juntas de soldadura deben ser marcadas para una adecuada reparación. Tales soldaduras pueden ser realizadas sin vaciar la tubería, únicamente bajando la presión.
- Si una tubería no pasa la prueba hidrostática, será necesario localizar, descubrir, reparar o reemplazar cualquier defecto en la tubería, o en cualquier accesorio. Una vez realizado, se probará nuevamente la tubería.

H) Inspecciones

Se deberán inspeccionar los sistemas de tuberías de transporte de agua, para detectar anomalías en los diversos componentes del sistema, dicha inspección cubrirá los siguientes trabajos:

- Inspección visual del derecho de vía
- Medición de espesores en puntos discretos del tubo
- Inspección de pintura anticorrosiva
- Inspección de recubrimiento anticorrosivo
- Inspección del sistema de protección catódica
- Inspección de dispositivos de seguridad y control
- Inspección de cruces

4.5.3 Compuertas y obturadores

A fin de seleccionar el tipo apropiado de compuerta, es necesario conocer las características de cada una, ya sean compuertas planas, deslizantes, apoyadas en rodillos, rodantes o de ruedas fijas, de tambor, cilíndricas o radiales.

Existen varios tipos de estructuración de las compuertas, pero cuando la pantalla se apoya sobre largueros iguales al más cargado, con separaciones iguales; resulta ser la forma más sencilla de construir y diseñar y puede aplicarse tanto en compuertas sumergidas como de superficie, aunque no siempre resulta la más económica.

Las vigas y pantalla se apoyan en el marco o bastidor que se construye con perfiles de canal o ángulo y que corre por las guías. Las superficies de deslizamiento se deberán maquilar para tener un asiento uniforme y asegurar el cierre correcto; una práctica eficaz pero costosa consiste en hacer asientos con placas aisladas, sujetas con tornillos para poder cambiarlos en caso de deterioro. La hoja debe atiesarse para evitar que se deforme y que la compuerta pierda estanqueidad.

El espesor de la placa de cubierta debe incrementarse en 1.59 mm para prevenir los efectos de corrosión; el espesor nominal no debe ser menor de 7.54 mm para compuertas con carga hidrostática mayor de 5 m. Se escogerá un espesor de placa que dé un espaciado razonable de las vigas horizontales de apoyo de la placa de cubierta, este espaciado no debe ser menor de 30 cm.

En compuertas de perfiles y placa de acero estructural se deben atender los siguientes aspectos:

- El ancho de las muescas deben ser suficiente para dar apoyo a la compuerta sin provocar esfuerzos excesivos en la estructura, además debe haber espacio suficiente para recibir los sellos de estanqueidad y permitir el libre movimiento de la compuerta
- Los materiales de las anclas y la tornillería deben ser de fácil adquisición.
- Las guías laterales y las superficies de cierre deberán estar libres de torceduras, alabeos o de abolladuras.
- Las vigas de apoyo deberán ser rectas y libres de torceduras para que los sellos se asienten uniformemente
- Los marcos deberán armarse en taller, aproximadamente en la misma forma que tendrán en la obra para poder revisarlos satisfactoriamente.
- Los miembros estructurales, no deberán desviarse de su rectitud en más de 2 milésimos de su longitud.
- Su manejo en el montaje deberá ser cuidadoso para evitar deformaciones permanentes.
- La parte de los marcos que constituyen la superficie de cierre, deberán quedar en un plano vertical.
- Las uniones soldadas no deberán tener rebordes que interfieran con los sellos.
- Los segundos colados no podrán hacerse antes de verificar las dimensiones, posición y verticalidad de las diversas partes del marco.

5. CONSTRUCCIONES EN EL SUBSUELO

5.1 Estudios básicos de ingeniería geotécnica y geológica.

La finalidad de una obra subterránea hidráulica puede ser, la conducción de agua potable o aguas negras; alojamiento de maquinaria; almacenamiento de fluidos; extracción de fluidos (pozos), o bien, acceso a líneas de conducción subterráneas (lumbreras). Para su realización es necesario aportar la información necesaria para una

mejor localización y la obtención de los datos de diseño relativos a la respuesta de la masa rocosa durante la construcción y en el periodo de operación de la obra.

Es indispensable realizar estudios geológicos detallados que permitan conocer la calidad y el estado del macizo rocoso donde se alojarán dichas obras, mediante sondeos con obtención de muestras, localizados sobre el eje de las obras y hasta la profundidad que ocupe la plantilla de las mismas, como mínimo.

Los estudios geológicos se consideran de primordial valor, ya que influyen en la localización, diseño y construcción.

Las finalidades que se deberán perseguir con los estudios geológicos son: la determinación del origen y condiciones prevalecientes de la roca, su dureza, estado de descomposición, su estructura y sus fallas; la recopilación de datos hidrológicos, de temperaturas y gases del suelo, así como las propiedades físicas, mecánicas y esfuerzos de la roca a lo largo del túnel y la determinación de las principales características geológicas que influirán en la presión de la roca.

Se deberán elaborar planos de secciones transversales y perfiles geológicos, que nos den una representación de lo más exacto posible de la geología del terreno que cruzará la obra.

Otro tipo de estudios que deberán efectuarse para el diseño y construcción de obras subterráneas, son los estudios de mecánica de suelos y rocas, principalmente en este tipo de obras, ya que aportan datos básicos para el diseño y construcción de las estructuras como lo es, el comportamiento estructural de los macizos rocosos.

En sí, las características que definirán estos estudios son: el módulo elástico de la roca, los esfuerzos en ella y los resultados obtenidos de pruebas de corte directo en rocas estratificadas.

Se elaborarán estudios topográficos que consistan en levantamientos para obtener la configuración del terreno y en la elaboración de planos de curvas de nivel, en los cuales se estudian las alternativas de la localización de las obras.

Definida la localización del eje de la obra, para trazarlo en el terreno habrá que utilizar topografía de precisión o geodesia, por ejemplo, para obtener los puntos de entrada y salida y los intermedios que se consideren importantes de un túnel, por medio de triangulación, a partir de una doble base cuidadosamente medida en los extremos del eje y referidas a la triangulación geodésica.

Dependiendo de la calidad de la roca en el macizo donde se alojen las obras subterráneas, se diseñará la protección de las superficies interiores que se requiera.

Las características geológicas y mecánicas de los macizos rocosos, que deben conocerse son las que se

especifican en la tabla 5.1, acompañada de los métodos directos, semidirectos y geofísicos que se emplean para su determinación.

5.2 Túneles

Dentro de las construcciones hidráulicas realizadas en el subsuelo, se clasifican los diferentes tipos de túneles, radicando dicha diferencia en el uso o destino de la obra; los túneles pueden formar parte de una obra de toma, en obras de desvío, obras de control y excedencias; en sistemas de abastecimiento de agua, ya sea en la captación o en la conducción; o bien, en obras de ingeniería sanitaria, como colectores, interceptores o emisores.

5.2.1 Trazo de túneles

Cuando se requieren dos o más túneles, la separación entre ejes debe ser tal que las explosiones realizadas no alteren significativamente las condiciones de la pared de roca que queda entre éstos, por lo que la separación entre ejes será mayor o igual a 2.5 veces su diámetro.

Los portales de entrada y de salida deben quedar localizados en formaciones geológicas aceptables y topografía convenientes; se deberán proponer en la sección en donde el túnel tiene un techo de 2.5 veces el diámetro.

Para garantizar que el túnel tenga el espesor de revestimiento no menor que el especificado en el proyecto, se define al constructor, en el diseño, la "línea A", paralela a la superficie interior terminada, a una distancia igual al espesor. Esta línea A no debe ser invadida por las paredes de la excavación. Cuando la sección del túnel se adema, el forro de madera coincide con la línea "A" y los marcos quedarán embebidos en el revestimiento, retirándose previamente los espaciadores que se habían colocado entre ellos. Otra línea, la "línea B", paralela a la anterior a unos 15 cm o más, se especificará para marcar el perímetro de la sección que se considerará para pago de la excavación.

La sobrexcautación se define como la diferencia entre el mínimo permisible y las dimensiones reales del túnel. La cantidad de sobrexcautación determina en gran medida, la rugosidad del túnel y consecuentemente la resistencia al escurrimiento. Existen muchos factores de influencia en la cantidad de sobrexcautación, tales como el tipo y calidad de la roca, las técnicas de voladura o dinamitación, la dirección en que se perfora, relativa a los planos de echado, y otras.

Se deberán tomar toda clase de precauciones en lo que respecta a la disposición de los barrenos y uso de explosivos para lograr el mínimo resquebrajamiento del material fuera de las líneas de proyecto. Se deberá también ejecutar una cuidadosa operación de amacice para que todo el material suelto y resquebrajado que resulte por el uso de explosivos, sea retirado, tanto para lograr un comportamiento adecuado de la estructura, como por la necesidad de protección del personal dentro del túnel.

TABLA 5-1.- Características geológicas y mecánicas de los macizos rocosos y sus métodos de empleo

Característica	Métodos directos y semidirectos	Métodos geofísicos
Litología y estratigrafía	Exploración directa Inspección de núcleos	Sísmico de refracción De resistividad De potencial espontáneo o natural Radioactivos Magnético
Frecuencia de las discontinuidades	Exploración directa Inspección de núcleos Fotografía Televisión en la perforación Periscopio	Sísmico de refracción De resistividad Caliper log Seisviewer
Orientación y abertura de las discontinuidades	Exploración directa Inspección de núcleos integrales Fotografía Televisión en la perforación Periscopio	Caliper log Seisviewer
Rugosidad y ondulación de fisuras, juntas, fallas y planos de estratificación	Inspección de núcleos Exploración directa	Ninguno
Relleno y condiciones de las paredes de fisuras, fallas, juntas y planos de estratificación	Examen mineralógico y petrográfico del macizo rocoso tanto en núcleos como en exploración directa	Rayos Gama en perforaciones (contenido de arcilla, lutita)
Permeabilidad de la masa	Pruebas de permeabilidad Fotografía y televisión en el interior de los barrenos para detectar zonas de muy alta permeabilidad	Los mismos que para frecuencia y abertura de discontinuidades
Porosidad y densidad de la masa	Pruebas de laboratorio en núcleos	Sísmico de refracción De resistividad De potencial espontáneo o natural Radioactivos
Niveles piezométricos	Piezómetros	De potencial espontáneo o natural

		De resistividad Radiactivos
Estado de esfuerzos internos	De relajación de esfuerzos Fracturamiento Hidráulico	Ninguno
Resistencia a la compresión y a la tensión de la roca intacta	Pruebas de laboratorio en núcleos	Ninguno
Composición mineralógica de la roca	Examen mineralógico y petrográfico de los núcleos	Algunos son aplicables pero no aportan más información que el examen de los núcleos
Componentes químicos del agua subterránea Modulo de elasticidad de la roca intacta y de las masas rocosas	Medición de la concentración iónica y de la salinidad. Pruebas de campo y de laboratorio	Velocidad de ondas sísmicas. procedimientos estáticos en el terreno y en perforaciones
Temperatura de la roca		Sonda termométrica
Panorama conjunto de las estructuras geológicas del sitio	Correlación litológica y estratigráfica entre las perforaciones	Los métodos geofísicos utilizables en superficie y la correlación de los resultados de los métodos aplicados en el interior de la perforaciones
Resistencia al corte de las discontinuidades	Pruebas de campo y laboratorio	Ninguno

Se proveerán los medios para lograr el drenaje de las excavaciones de manera de eliminar el agua en cualquier sitio del túnel en que se requiera, bien sea, por medio de zanjas que desalojen por gravedad las filtraciones hacia el exterior por cada frente, o bien por medio de bombeo y tuberías.

5.2.2 Sistema de soporte.

El sistema de ademe cualquiera que sea debe tener por objeto el de mantener estable la excavación, tanto en el proceso de construcción del túnel como posteriormente en su operación.

En el caso de que el túnel esté construido en roca sana de alta resistencia y trabajando a presión, no necesitará revestimientos reforzados, en este caso la roca podrá resistir esfuerzos producidos por la presión hidrostática y sólo se colocará revestimiento de concreto simple al fin de lograr una superficie interior lisa que mejore el funcionamiento hidráulico. En este caso, el acero de refuerzo se diseñará solo para tomar los esfuerzos debidos a los cambios de temperatura.

Cuando las condiciones de la roca que atravesará el túnel sean malas, será necesario prever un revestimiento, el cual deberá diseñarse para resistir tanto las cargas interiores como las exteriores al túnel; en el caso de las cargas hidrostáticas externas puede recurrirse al tratamiento por medio de inyecciones a presión de las fallas de la roca o también mediante lloraderos que se colocan a través del revestimiento.

A) Requisitos de un soporte.

Deben ser compatibles con los métodos de construcción y tener la resistencia y flexibilidad adecuadas. Cuando el sistema de barrenación es el convencional, empleando explosivos, la colocación del ademe debe efectuarse después de rezagar. Así, el túnel puede quedar abierto sin ademe más de 2 horas; por lo tanto es necesario estimar el tiempo máximo que la roca puede permanecer sin soporte.

El procedimiento constructivo del túnel, deberá tener en cuenta que los revestimientos se hagan tan pronto se terminen las operaciones constructivas, con el fin de evitar posibles derrumbes y estabilizar más rápidamente la roca adyacente, evitando posibles caídos. La experiencia ha demostrado que puede revestirse la sección del túnel que se localiza a una distancia de 10 veces el diámetro del túnel a partir del frente de ataque. En masas rocosas de mala calidad puede ser necesario que el soporte sea de instalación fácil y rápida. Cuando el procedimiento de excavación es con túnel piloto es conveniente que los marcos estén constituidos por varios tramos para facilitar su manejo.

Aun la roca más fracturada tiene cierta resistencia de soporte debido al fenómeno de arqueo. El soporte debe diseñarse de modo que se obtenga la mayor ventaja de ésta resistencia. Por ello, el soporte debe ser simultáneamente tan flexible que permita a los bloques de roca, en las paredes de la excavación, un desplazamiento tal que induzca el arqueo y tan resistente que soporte toda la carga que la roca le transmita sin rebasar su límite de fluencia.

La función de un sistema de soporte es mantener el túnel abierto y estable. O sea, es deseable una flexibilidad que permita el desarrollo de la resistencia propia de la masa, pero es indeseable que la deformación continúe bajo una carga aproximadamente constante.

B) Tipos de soporte.

Existen diferentes formas para ademar un túnel, sin embargo, pueden agruparse en, ademas a base de marcos, anclas de diferentes tipos, o bien, la aplicación directa de concreto lanzado, para mantener sin caídos la excavación.

- Marcos de acero.

El sistema de ademe con marcos, podrá hacerse con madera o a base de secciones metálicas. En general para excavaciones pequeñas se utiliza la madera y para grandes excavaciones las placas o perfiles laminados.

El marco de dos piezas en herradura es el de más rápida colocación. Puede estar formado por más piezas si el túnel es de gran tamaño o por requerirlo así el procedimiento de excavación empleado. Los marcos de acero de éste tipo se fabrican con secciones I o H ya que facilitan la colocación de las estructuras auxiliares y la simetría de su sección, ventaja que no tiene el perfil de sección U que no resulta adecuado.

En masas rocosas relativamente competentes y siempre que las cargas puedan ser transmitidas al piso a través de muros laterales, se emplearán, a menos que se especifique otra cosa, el tipo de marcos constituidos por dos o más piezas en arco en la bóveda apoyadas en los muros laterales. Este tipo de soporte elimina tanto el uso de los postes como las pocetas para el asiento de los mismos. Este sistema de soporte no deberá aplicarse en roca fracturada ni de mala calidad. El apoyo de los muros laterales debe ser firme y uniforme. En túneles de paredes laterales muy altas se deberán reforzar los muros laterales con postes que pueden quedar más espaciados que los arcos de la bóveda.

En rocas de muy mala calidad, muy fracturadas o expansivas, los marcos circulares son los más apropiados por su habilidad de resistir cargas en cualquier dirección. Cuando en marcos en herradura aparecen presiones laterales importantes, se hace necesaria la instalación de la tornapunta, para resistir éstas presiones y prevenir el bufamiento del piso. En ocasiones el marco en herradura se convierte en marco circular para contrarrestar presiones laterales importantes, pero la operación es difícil.

Para dar la separación adecuada y transmitir a los marcos las cargas correspondientes a los espacios comprendidos entre ellos, se deberán instalar estructuras de soporte en el sentido longitudinal llamadas rastras. Las estructuras secundarias que se instalan entre marcos, rastra y separadores, pueden ser de madera, plástico o acero y tendrán una o más de las siguientes funciones:

- Proteger contra desprendimientos pequeños.
- Recibir y transmitir las cargas a las estructuras principales.
- Proporcionar una superficie sobre la cual debe apoyarse el acuífamiento necesario sobre el terreno y los soportes.
- Uniformar las cargas sobre muros de revestimiento de ladrillo o concreto que de otro modo se transmitirían a través de las estructuras principales.
- Servir de molde exterior a los revestimientos de concreto, cuando éstos no se construyen directamente sobre la roca.
- Evitar que el agua deslave y penetre en el concreto.
- Proporcionar rigidez longitudinal al sistema de marcos

- Anclaje.

Otro sistema de soporte es el uso de anclajes presforzados cuya función es el anclar las rocas cuando éstas estén fracturadas con el fin de evitar derrumbes en los portales y en el interior del túnel. El principio general de anclaje es hacer que las anclas formen parte de la estructura de autosoporte, aumentando la cohesión de la roca y permitiendo que los esfuerzos a los que están sometidos los absorba el ancla; las anclas deberán colocarse inmediatamente después de concluida la excavación.

Las anclas más usadas se clasifican en tres grupos: tipo de cuña y ranura; tipo de tornillo o de expansión; y tipo inyectado.

El anclaje usado para estabilizar y reforzar excavaciones realizadas en rocas estratificadas o esquistosas, deberán ocasionar los efectos siguientes:

- Forman una zona de compresión en la roca, alrededor de la excavación
- Producen un esfuerzo de compresión normal al anclaje por el efecto combinado de la acción de cuña y la tensión del ancla.
- Restringen las deformaciones hacia el interior de la excavación.

Los efectos anteriores originan en la vecindad de la superficie libre de las anclas, un diagrama que hace trabajar a el ancla como miembro estructural.

- Concreto lanzado.

Este tipo de ademe resulta eficaz por la ventaja de que el concreto lanzado además de actuar como revestimiento, es obligado a penetrar en las fracturas, grietas o irregularidades de la roca ligándola y sellándola.

Las funciones que deberá cubrir el concreto lanzado son las siguientes:

- Sellar la superficie rocosa, deteniendo el flujo de agua y evitando así el arrastre de partículas y tubificación del relleno de las discontinuidades; servir de unión entre los bloques al penetran en juntas y fisuras e impedir los desprendimientos que aparecen al researse la superficie expuesta
- Mantener la propia resistencia de la roca evitando movimientos superficiales y locales de los bloques pequeños, propiciando así una distribución de esfuerzos y arqueo a través de los mismos bloques detenidos por una capa delgada de concreto lanzado.
- Soportar bloques sueltos importantes proporcionando la fuerza resistente suficiente en la unión o traza superficial en las paredes de la obra de los planos que limitan el bloque que tiende a caer.
- Soportar las fuerzas de interacción terreno-soporte estabilizando los movimientos hacia el interior de la excavación funcionando como arco o anillo resistente.

El empleo de concreto lanzado independiente de otros sistemas de soporte, es insuficiente en la mayoría de las grandes obras subterráneas.

El uso combinado de concreto lanzado con otros sistemas de soporte, colocado cerca del frente en masas rocosas, que dan lugar a bloques sueltos, tienen la ventaja de reducir el aflojamiento de bloques desde un principio y dar como resultado que los marcos metálicos requeridos como soporte definitivo puedan ser más livianos.

- Mezclado y aplicación.

La calidad de una mezcla para concreto lanzado dependerá de la relación agua-cemento, del tamaño y graduación de los agregados, del tipo de cemento, de los aditivos y la aplicación adecuada.

Para realizar con éxito la preparación y aplicación de la mezcla se deberá cumplir con los siguientes factores:

- Granulometría adecuada en los agregados.
- La humedad de la mezcla antes de llegar a la boquilla debe estar entre el 2 y el 5%. Una humedad menor agravaría el problema del polvo y una humedad mayor taponaría las mangueras.
- Adecuado proporcionamiento agua-cemento. Esta operación será realizada en la boquilla por una persona muy bien entrenada.
- El ángulo de lanzamiento debe ser normal a la superficie tratada.
- La boquilla debe mantenerse de 1 a 1.2 m de la superficie tratada.
- Las presiones del agua y del aire deben ser constantes y de 5 y 5.7 kg/cm² respectivamente.
- La alimentación del aditivo acelerante debe ser constante y fácil de ser variada en el momento que se requiera (si la superficie rocosa está húmeda, deberá ser mayor la cantidad necesaria de aditivos).

- Mediciones de control.

Se deberá aplicar alguno de los siguientes métodos de control del concreto lanzado.

Uno consiste en tomar muestras durante la aplicación y efectuar con ellas pruebas de compresión simple a diferentes tiempos, por ejemplo, 8 horas y 28 días.

Otro método de control del comportamiento del concreto lanzado es el de la instrumentación, que básicamente consiste en la instalación de extensómetros para detectar los movimientos del terreno, y de celdas extensométricas (strain gages) y cuerdas vibrantes para la medición de movimientos y deformaciones en el revestimiento de concreto lanzado.

Como método de control, la instrumentación descrita ayuda a detectar con anticipación movimientos y deformaciones que si progresaran pondrían en peligro la estabilidad de la obra. Cuando se detecta en una zona instrumentada una tendencia en los movimientos y deformaciones, aunque de valores muy pequeños, deben efectuarse las lecturas con mayor frecuencia para determinar el empleo de soportes adicionales y verificar posteriormente el efecto de estas medidas correctivas.

Debe tenerse presente que el comportamiento del revestimiento de concreto lanzado es un indicador del comportamiento del macizo rocoso y que las tendencias peligrosas se detectan generalmente durante el avance del frente del túnel a una distancia igual a un diámetro de la sección instrumentadas, y también durante los eventos de construcción como el banqueo, la construcción de otras etapas en la misma sección o la excavación de obras en la cercanía de la sección instrumentada.

En vista de que las mediciones son muy pequeñas, deben instalarse y medirse instrumentos embebidos en paneles testigos para poder descartar el efecto de las contracciones químicas y térmicas del concreto lanzado.

5.2.3 Ventilación.

En la perforación de túneles, se tendrá que ventilar la zona de trabajo con el objeto de proporcionar

aire fresco al trabajador en el frente de ataque, extraer el aire viciado por los gases y vapores producidos por los explosivos, y sacar el polvo producido por el taladro, las detonaciones, escombro y otras operaciones.

Esta ventilación puede ser natural o artificial. La ventilación natural se hace perforando un túnel de portal a portal, denominado "derivador". Este tipo de ventilación es adecuado en túneles de área transversal suficientemente grande y de longitud corta. En la mayoría de los casos no es posible hacer esta ventilación debido a la variabilidad de los elementos determinantes, a la dirección del viento, a la frecuencia del tráfico, al tipo de sección transversal, temperatura y presión atmosférica; recurriendo entonces a la ventilación artificial.

La ventilación artificial generalmente se suministra por medio de uno o más abanicos impulsados por motores eléctricos, existiendo tres métodos para ello, que son, el de inyección, el de extracción y el combinado de los anteriores.

Para resolver el problema de ventilación en túneles, primeramente se determinará el volumen de aire requerido. Este volumen varía de acuerdo con el número de trabajadores, con la frecuencia de las detonaciones de las cargas de explosivos, con el método para controlar el polvo y con la cantidad de máquinas que consumen aire comprimido, si las hay.

Otros factores que intervienen para el cálculo son, la cantidad de explosivos usados, la temperatura, la humedad y el tamaño y longitud del túnel. Por cada hombre debe suministrarse de 5 a 15 m³/min de aire renovado, mientras que 1 kg de explosivo necesita 300 m³ de aire.

El aire se considerará puro si contiene más del 19% de oxígeno por volumen; menos que el 1% de bióxido de carbono por volumen; menos del 0.02% de monóxido de carbono por volumen; menos del 0.005% de sulfuro de hidrógeno por volumen y menos del 0.002% de óxido de nitrógeno o de cualquier otro gas.

El aire comprimido suministrado a los taladros, no debe incluirse en el cálculo ya que este aire está contaminado por la humedad, el aceite y el polvo, y por lo tanto es más perjudicial que benéfico que el que se suministra para el consumo del hombre.

Por otra parte la velocidad a la que se inyecte el flujo de aire, generalmente se admite de 6 m/s. pero por regla general se toma de 4m/s.

5.2.4 Control de polvos.

Durante la construcción de túneles, se origina polvo por las operaciones como taladrado, dinamitado y escombrado.

Se deberán tomar las medidas establecidas para eliminar este polvo, ya que constituye un grave peligro para la salud de los operarios. El peligro aumenta cuando se está perforando roca que tenga alto contenido de sílice, ya que una prolongada exposición de este polvo ocasiona una enfermedad de los pulmones llamada silicosis. Debido a ello se han emitido leyes que limitan la concentración de partículas de polvo de sílice en el interior de un túnel.

Para controlar la cantidad de polvo, se emplean varios métodos, como son:

- El uso de agua en el aire para extraer los detritos de los barrenos

- El empleo de un capuchón al vacío, que se ajusta alrededor del taladro y pegado a la pared de la roca para recibir el polvo que sale del agujero durante la operación del taladrado.
- El empleo del método de ventilación de extracción después de cada tronada para lograr una ventilación completa en el frente de trabajo.
- Mantener húmedos los escombros durante la operación de escombrado.

5.3 Pozos para captación de agua.

Dentro de los campos de la hidrología y de la ingeniería, el pozo es una obra que reviste gran importancia práctica, ya sea como exploración directa o como captación de agua subterránea.

5.3.1 Exploración hidrogeológica.

La hidrogeología y sus técnicas, orientada a la exploración y caracterización de acuíferos, dependen de los objetivos de la exploración y de las características y complejidad del marco hidrogeológico. La exploración hidrogeológica encaminada a localizar, evaluar o desarrollar el recurso hidráulico a escala regional o en zonas de hidrogeología compleja, requiere de una investigación detallada del marco geológico superficial y subterráneo, mediante la aplicación combinada de técnicas de exploración del subsuelo.

Para la localización y caracterización de los acuíferos en la zona de interés, se deberán consultar los mapas y fotografías aéreas disponibles. Los mapas de mayor utilidad para tal fin, son los geológicos, los hidrogeológicos y los topográficos.

La información representada en los mapas, deberá verificarse mediante reconocimientos de campo de la zona investigada, para programar la exploración geofísica y, en su caso, las perforaciones exploratorias, obteniéndose elementos confiables para fijar el emplazamiento de pozos de bombeo.

La localización de los pozos exploratorios se fijará dependiendo de los datos específicos que se requieran para conocer el marco hidrogeológico subterráneo. Dichos datos a definir son: la secuencia estratigráfica; la ubicación, litología, dimensiones y características hidráulicas, la posición del nivel freático y la distribución vertical de la carga hidráulica; las características físico-químicas del agua y su distribución espacial; y la conexión del acuífero con algún curso o cuerpo de agua superficial.

No es posible garantizar a priori el éxito de una captación en un sitio dado, aún cuando se disponga de dichos estudios previos. Por ello, se empleará la práctica que consiste en perforar el agujero exploratorio para obtener los registros indicados y con base en ellos diseñar la terminación del pozo.

También se deberán aprovechar los pozos de bombeo existentes, que constituyen importantes fuentes de información hidrogeológica, ya que aportan datos respecto a las características hidráulicas, niveles y calidad del agua de los acuíferos. Por ello el censo de captaciones subterráneas debe ser una de las actividades obligadas en los reconocimientos exploratorios.

A medida de que el grado de dificultad para encontrar agua subterránea aumenta, es indispensable el uso de métodos indirectos de exploración que permitan detectar la presencia de agua desde la superficie; razón por la cual se deberán emplear los métodos indirectos de exploración geofísica.

Se podrá emplear cualquiera de los siguientes métodos geofísicos, que tienen en común el estudio de las características de los materiales del subsuelo; los métodos geoelectrónicos, que utilizan las propiedades electromagnéticas, los métodos sísmicos, que estudian la propagación de las ondas elásticas; los métodos magnéticos, que aprovecha las propiedades magnéticas de las rocas; o los métodos gravimétricos que cuantifican las diferencias en la atracción de la gravedad de los

materiales del subsuelo.

5.3.2 Métodos de perforación.

Muchos son los métodos de perforación que se han desarrollado, principalmente como respuesta a la amplia variedad de condiciones geológicas en que se emplean (desde rocas duras hasta materiales no consolidados), de tal forma que un método será más conveniente utilizar que los demás, dado que sus resultados, tanto técnicos como económicos, son buenos, sin embargo esto no implica que el mismo método sea el mejor, ni el más eficiente para cualquier otra condición, tanto geológica como práctica, es decir, no existe un método 100% eficiente, utilizable bajo cualquier condición natural, ya que éste varía dependiendo de la profundidad por perforar, el diámetro que se pretenda lograr, el tipo de formación, los requerimientos sanitarios y el uso del pozo.

Para construir los pozos destinados a la captación del agua, se utilizan 2 sistemas básicos de perforación: el de percusión y el rotatorio. Han surgido varios métodos, que conservando los principios básicos de uno o ambos sistemas, han desarrollado una nueva técnica y manifiestan una mayor versatilidad, de tal forma que se tienen los siguientes: rotatorio de circulación inversa, neumático y vibropercusión entre otros.

Los métodos con sistema de percusión que podrán utilizarse son: Pozos punta; Percusión-chorro; o Perforación por percusión con cable y herramienta; mientras que entre los métodos con sistema de rotación, se tienen: Barrenos manuales; Perforación con barrena-taladro sólida; Perforación con barrena-taladro hueca; Perforación con rotación y aire; Perforación rotatoria con circulación directa; o Perforación con doble tubería y circulación inversa.

Para determinar el método más apropiado en un sitio específico, se evaluará conforme a los siguientes criterios:

- Versatilidad del método de perforación.
- Capacidad o confiabilidad del muestreo.
- Costo relativo.
- Disponibilidad del equipo.
- Capacidad del método para preservar las condiciones naturales.
- Capacidad para la terminación del pozo diseñado.
- Facilidad relativa para la terminación y desarrollo del pozo.

Será necesario el uso de fluidos de perforación, dependiendo de las condiciones físicas y químicas que se encuentren en la perforación, entre sus funciones principales se encuentran el remover las esquirlas del fondo del pozo; proteger y estabilizar las paredes del pozo; enfriar y limpiar la barrena de perforación; sellar las paredes del pozo; mantener los cortes y fragmentos de la formación en suspensión; y facilitar la obtención de información del subsuelo. Dichas funciones se cumplen gracias a la diversidad de aditivos que pueden proporcionar propiedades especiales a los fluidos de perforación.

5.3.3 Exploración de pozos.

Debido a la heterogeneidad del subsuelo, aun cuando se disponga de estudios previos, de exploraciones indirectas o de datos acerca de pozos circunvecinos, las condiciones hidrogeológicas existentes en un sitio sólo se pueden conocerse con detalle a través de una exploración directa. Por

ello, cualquiera que sea su objetivo, todo pozo deberá tener en principio un carácter exploratorio.

Por medio de las exploraciones directas o pozos, se obtendrán datos hidrogeológicos un sitio dado: estratigrafía y litología, localización y características de acuíferos, niveles y calidad del agua subterránea, etc. Los objetivos de la exploración son muy variados: prospección o evaluación geohidrológica, captación de agua subterránea, estudio de la inyección de contaminantes y de la contaminación de un acuífero.

La práctica consiste en iniciar la perforación con diámetro pequeño, de 20 cm a 30 cm, para recabar información acerca de las condiciones hidrogeológicas locales a través de registros y pruebas de pozo: pruebas de penetración, cortes litológicos y registros geofísicos (en el interior del pozo), control de lodos como densidad, conductividad eléctrica, pérdidas, niveles y pruebas de productividad.

Todos los registros anteriores se complementarán entre sí, por lo que deben ser interpretados conjuntamente.

5.3.4 Ademes

A) Diámetro del ademe.

Determinar el diámetro apropiado es de suma importancia, ya que esto tiene repercusiones en el costo de la estructura del pozo y en el uso del equipo de perforación.

Para elegir correctamente el diámetro del ademe, se deben satisfacer dos necesidades principales:

- Que exista un espacio suficiente para el alojamiento de la bomba, además de un espacio libre que permita su instalación y mantenimiento.
- El diámetro del ademe debe presentar un espacio libre que garantice la buena eficiencia hidráulica del aprovechamiento en operación.

El diámetro del ademe se determina de acuerdo al tamaño de la bomba por utilizar, que estará en función del gasto y la potencia requerida. De forma general, se recomienda que el diámetro del ademe sea 5 cm mayor que el diámetro nominal de la bomba requerida y en casos extremos cuando menos 2.5 cm.

B) Tipos de materiales de ademes.

En la construcción de ademes para pozos de agua, se emplearán materiales, que cumplan con ciertas características, por ejemplo, que sean de naturaleza tubular y los suficientemente rígidos para soportar los esfuerzos ejercidos durante su instalación y aquellos que se manifiestan posteriores a ésta.

También se tomarán en cuenta otras características como, el tipo de perforación del pozo y el método de instalación, el costo y la disponibilidad.

Existe una gran variedad y diversidad en los materiales empleados en la fabricación de ademes, los cuales se dividen en tres categorías: fluoropolímeros, metálicos y materiales termoplásticos.

5.3.5-Filtros

Mediante la correcta elección, diseño e instalación de filtros de grava en la zona que rodea inmediatamente el tubo de ademe, se obtiene una mayor permeabilidad y una mejor eficiencia hidráulica del pozo, así como una buena estabilización de los materiales del acuífero.

Los aspectos fundamentales que se deben considerar para el diseño de filtros artificiales, son los siguientes:

- Tamaño del grano del filtro.
- Espesor del filtro.
- Tipo de material del filtro.
- Longitud total de la sección ranurada.
- Tamaño de apertura de la ranura.

5.3.6-Protección sanitaria.

Para aquellos aprovechamientos hidráulicos diseñados para abastecer agua potable, se deberán utilizar aditamentos conocidos como protecciones sanitarias, empleados con el fin primordial de asegurar la obtención de agua de buena calidad, libre de contaminantes y segura para el consumo humano.

De acuerdo con la estructura y diseño de pozos, se presentan dos áreas que son más factibles a la contaminación y que corresponden a las zonas: terminal superior del pozo y el espacio anular entre las paredes del acuífero y el tubo de ademe.

Para obtener un terminado de pozo, tal que impida la filtración de contaminantes al interior del pozo, se realizarán las siguientes actividades:

- El entubamiento del pozo debe sobrepasar por lo menos 60cm del nivel de la superficie del terreno.
- La implantación sobre la superficie de una placa de concreto de por lo menos 10cm de espesor por 60cm de largo y ancho, con una ligera inclinación hacia sus bordes para drenar las posibles fugas del pozo.
- Colocar un canal de drenaje alrededor de la placa de concreto, su descarga se extenderá a cierta distancia del pozo.
- Implantar un sello en la parte superior para evitar en lo posible la entrada de contaminantes al interior del pozo.

6. REDES DE DISTRIBUCIÓN Y EVACUACIÓN

6.1 Alcances.

Las especificaciones descritas a través del presente documento, podrán ser modificadas siempre y cuando la CADF lo autorice por escrito, una vez realizado el dictamen técnico correspondiente y que dicha modificación no desmerite la calidad del trabajo.

6.2 Especificaciones generales de construcción de redes de distribución y evacuación.

Los materiales con que se fabrican los elementos que conforman las redes de distribución de agua potable pueden ser, tuberías de fibrocemento, P.V.C., polietileno, cobre y hierro galvanizado en las tomas domiciliarias, hierro fundido en piezas especiales, bronce en válvulas de acero. Las redes de evacuación por su parte estarán constituidas por tuberías de concreto, P.V.C., y fibrocemento.

Cabe aclarar que el proyectista, constructor o el residente de la obra podrán proponer en su caso, otro tipo de material, piezas especiales, o válvulas debido a la variedad de materiales que ingresa al país gracias a los diferentes tratados internacionales de comercio que se han firmado, siempre y cuando esos materiales aseguren el correcto funcionamiento de las redes hidráulicas de abastecimiento de agua potable y de evacuación de aguas residuales, pluviales y cumplan con las normas oficiales vigentes, incluidas las ecológicas.

A continuación se consigna el tipo de material de que esta fabricada la tubería piezas especiales o válvulas y la Norma Oficial Mexicana o su equivalente actualizada correspondiente.

- Fibrocemento, NOM-C-12/1-1981
- Cloruro de polivinilo (PVC) NOM-E-22-1977
- Polietileno de alta densidad, NMX-E-18-1996 (PE 3456)
- Concreto presforzado, NOM-C-252-1986
- Acero, NOM-B-10-1984
- Cobre, NOM-W-17-1981
- Hierro galvanizado, NOM-B-10-1981

Las tuberías de fibrocemento deberán cumplir con todo lo especificado en 6.3.1 del Capítulo 6 del Manual de Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la ex-secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología y del mismo manual en su parte correspondiente al Capítulo 7 en su inciso 7.1 referente al suministro de tuberías de cloruro de polivinilo (P.V.C.) (15).

A su vez para el suministro de las tuberías de concreto se deberá consultar todo lo consignado en el Capítulo 9 inciso 9.1 relativo al suministro de tubos de concreto presforzado sin cilindro de acero, del citado manual.

Por lo que respecta al suministro de tuberías de acero: a) negro y galvanizado, b) con o sin costura y c) rolado, se sujetará a lo especificado en el Capítulo 10 inciso 10.1 denominado "Suministro de tuberías de acero" del citado documento (15).

Para el caso de tubería de cobre, básicamente en tomas domiciliarias, las conexiones que se requiera llevar a cabo serán del tipo para soldar, de fabricación nacional, y deberán cumplir también con la norma NOM-W-1981 o su igual actual. Con respecto al material de unión entre las tuberías y sus conexiones, se deberá usar soldadura de hilo y pasta fundente. La soldadura será de estaño No. 50.

Las tuberías de hierro galvanizado serán del tipo "A", cédula 40, de fabricación nacional y sus conexiones serán roscadas y deberán cumplir con la norma NOM-H-22-1959 o su equivalente actualizada, por lo que respecta los materiales de unión en el macho deberá aplicarse cinta teflón, la cual deberá usarse siempre que se conecte la tubería de hierro galvanizado con conexiones o válvulas de hierro o de bronce.

Los anillos de hule usados como sello en las juntas de los tubos de fibrocemento deberán cumplir con la norma mexicana NOM-T-21-1986 o su equivalente actualizada.

La materia prima de la tubería de polietileno de alta densidad deberá cumplir con las siguientes características y especificaciones:

6.2.1 Características del polietileno de alta densidad.

- Alto peso molecular que permita su fusión a base de calor controlado.
- Estar clasificada como tipo III por el Instituto de Tuberías Plásticas con Celda de Clasificación PE 345434-C(PE 3408).
- Acatar la Norma Mexicana NMX-E18-1996 (PE 3456) para tubos de polietileno para conducción de fluidos a presión.
- Rango de densidad de 0.941 a 0.965 gr/cm³.
- Índice de fusión < 0.15 gr/10 min.
- Módulo de flexibilidad de 7,735 - 11,250 kg/cm².
- Resistencia a la tensión de 210 - 246 kg/cm² 120° F.
- Resistencia al agrietamiento por intemperismo > 192 horas.
- Esfuerzo hidrostático aplicado para el diseño de presiones de trabajo y de reventamiento de 112 kg/cm².
- Color y estabilizador ultravioleta > 2% negro de carbón.
- Resistencia al ataque biológico de los agentes inorgánicos y orgánicos existentes en el subsuelo.
- Firmeza por tiempo prolongado a la intemperie sin sufrir degradaciones en sus superficies.
- Vida útil de 50 años y
- Cumplir con las siguientes especificaciones internacionales:
AWWA C901 - Polyethylene (PE) Pressure Pipe and Tubing, ½ in. through 3 in. for Water Service.

AWWA C906 - Polyethylene (PE) Pressure Pipe and Fittings 4 in. through 63 in. for Water Distribution.

ASTM Socket - Type Polyethylene Fittings for Outside Diameter - Controlled Polyethylene Pipe and Tubing.

ASTM D3261 - Butt Heat Fusion Polyethylene (PE) Plastic Fittings for Polyethylene Plastic Pipe and Tubing.

ASTM D3350 - Standard Specification for Polyethylene Plastics Pipe and Fittings Materials.

PPI TR-3 - Policies and Procedures for Developing Recommended Hydrostatic Design Stresses for Thermoplastic Pipe Materials.

PPI TR-4 - Recommended Hydrostatic Strengths and Design Stresses for

NSF Standard # 14 - Plastic Piping Components and Related Materials.

A) Dimensiones de la tubería de polietileno de alta densidad

El polietileno de alta densidad que se especifica debe tener una elevada tensión de tracción, aumento de rigidez, alta dureza superficial, resistencia química sobresaliente y resistencia al ablandamiento y distorsión bajo servicio a presión de 140° F o servicio de flujo por gravedad hasta 180° F.

En función del cociente del diámetro exterior entre su espesor mínimo de pared (RD), y las presiones máximas de trabajo, se clasifican en cuatro diferentes RD que son aptas para trabajar a las presiones especificadas en la tabla 6-1. Según las condiciones de operación de la tubería se aplicará un factor de seguridad igual a 3 ó 4 veces la presión de trabajo para llegar a la presión de ruptura, Sr = 56.25 kg/cm². El factor 3 (F3) se aplica en líneas subterráneas en terreno estable y el factor 4 (F4) se aplica

en líneas expuestas a movimientos de terreno o tráfico pesado y líneas a la intemperie.

Tabla 6-1.- Presión máxima de trabajo en kg/cm² para tubos de polietileno

RD	F4	F3
9	14.0	18.7
13.5	11.2	15.0
17	9.0	12.0
21	7.0	9.3

Siendo S el esfuerzo de diseño o fuerza por unidad de área en la pared del tubo en corte transversal al eje del mismo:

$$S = \frac{P(d - e)}{2e}$$

Expresión que servirá para dimensionar la tubería, siendo:

- d diámetro exterior (mm)
- P presión de trabajo en kg/cm²
- e espesor de pared (mm)

En la tabla 6-2 se muestran las dimensiones de la tuberías de polietileno de 13 a 200 mm.

Tabla 6-2.- Dimensiones de los tubos de polietileno de 13 a 200 mm

Medida Nominal		Diámetro exterior	Espesor de pared	Largo de rollo	Peso
mm	pulg.	mm	mm	m	g/m
RD-9					
13	½	21.3	2.3	50 y 150	136
19	¾	26.7	3.0	50 y	223

				150	
25	1	33.4	3.7	50 y 150	345
RD-13.5					
32	1 ¼	42.2	3.1	50 y 150	382
38	1 ½	48.3	3.6	50 y 150	506
50	2	60.3	4.5	50 y 150	790
75	3	88.9	6.6	10 y 50	1,709
100	4	114.3	8.5	10	2,831
150	6	168.3	12.6	10	6,175
RD-17					
50	2	60.3	3.5	50 y 150	6,26
75	3	88.9	5.2	10 y 50	1,371
100	4	114.3	6.7	10	2,271

Tabla 6-2 (continuación)

Medida Nominal		Diámetro exterior	Espesor de pared	Largo de rollo	Peso
mm	pulg.	mm	mm	m	g/m
150	6	160.3	9.9	10	4,940
200	8	219.1	12.9	10	8,400
RD-21					
75	3	88.9	4.2	10 y 50	1,080
100	4	114.3	5.4	10 y 50	1,765
150	6	160.3	8.0	10	4,060
200	8	219.1	10.4	10	6,890

Notas:

RD es la relación de dimensiones del diámetro exterior

B) Rangos de temperatura de la tubería de polietileno de alta densidad

La tubería de polietileno deberá probarse a presión hasta una temperatura de operación de 60° C. Para temperaturas debajo del cero, la tubería deberá mantener su flexibilidad e integridad hasta menos de 200° bajo cero.

La tabla 6-3 muestra los factores para la reclasificación de la presión, para diferentes temperaturas.

TABLA 6-3.- Factores de reclasificación de la presión para diferentes temperaturas

TEMPERATURA ° C	FACTOR PARA RECLASIFICAR LA PRESIÓN
50	1.14
23	1.00
38	0.79
60	0.50

C) Unión de la tubería de polietileno de alta densidad

- Desenrollado

La tubería de 50 mm (2") a 150 mm (6") en rollos, al desplegarse deberá hacerse de la siguiente forma:

- Colocar el rollo en el suelo cuidando que la punta de la hilada más externa quede hacia arriba, cortar los flejes, estirar la punta de la tubería, librando ocho o diez vueltas, seguir estirando y girar cada vuelta en sentido contrario a su enrollado, y evitar los estirones que puedan ocasionar el doblez o estrangulamiento de una vuelta.
- Para diámetros mayores la tubería se suministra en tramos, los cuales se unirán mediante el procedimiento de termofusión, con uniones a tope, con silleta, con socket y terminales bridadas.

- Unión por termofusión.

Deberá realizarse a tope, silleta, socket y bridas según sea el caso por termofusión con medios mecánicos, calentando ambos extremos de la tubería a una temperatura tal que alcance el grado de fusión necesario, aplicando una presión controlada entre ambos extremos, como se especifica en ASTM-D3350.

El equipo mecánico para la termofusión constará básicamente de carro alineador, escuadra universal y calentador eléctrico.

La unión deberá generar un tramo continuo monolítico, que garantice una hermeticidad del 100% siguiendo cualquiera de los procedimientos siguientes:

- Conexión a tope.

Cuando se requiera unir dos tramos de tubería del mismo diámetro y espesor de pared, se fusionarán a tope los extremos de la tubería.

- Conexión de silleta.

Para los casos en donde se requiere conectar derivaciones de la línea principal, se usará el procedimiento para fusionar conexiones tipo silleta.

- Conexión socket

Para la unión de codos, tes, reducciones y coples tipo socket, se usará el procedimiento para fusionar este tipo de conexiones.

No probar la línea hasta que haya transcurrido un tiempo de enfriamiento total.

- Conexiones bridadas.

En la tubería de polietileno existen piezas especiales con bridas que se unirán a la tubería bajo las mismas condiciones por termofusión descritas anteriormente.

Todas las uniones entre bridas, ya sean entre piezas del mismo material, como entre piezas de materiales diferente, se realizarán colocando un empaque de neopreno entre ambas, apretando los tornillos en forma alterna hasta que estén perfectamente fijos.

6.2.2 Instalación de tuberías de redes de distribución de agua potable.

En la tabla 6-4 se presentan las dimensiones de las zanjas para los diferentes diámetros de tubería de redes de abastecimiento de agua potable y de evacuación de aguas residuales y pluviales.

Es indispensable que a la altura del lomo del tubo, la zanja tenga realmente el ancho que se indica en la tabla 6-4; a partir de este punto debe dársele a sus paredes el talud necesario para evitar el empleo de ademe.

Tabla 6-4.- Dimensiones de zanjas y plantillas

Diámetro nominal	Ancho Bd	Prof. H	Espesor de la plantilla	Volumen de
------------------	----------	---------	-------------------------	------------

				h	excavación
cm	pulg.	cm	cm	cm	m ³ /m
2.5	1	50	70	5	0.35
3.8	1 ½	55	70	5	0.39
5.1	2	55	70	5	0.39
6.3	2 ½	60	100	7	0.60
7.5	3	60	100	7	0.60
10.0	4	60	105	10	0.63
15.0	6	70	110	10	0.77
20.0	8	75	115	10	0.86
25.0	10	80	120	10	0.96
30.0	12	85	125	10	1.06
35.0	14	90	130	10	1.17
40.0	16	95	140	10	1.33
45.0	18	110	145	10	1.60
50.0	20	115	155	11	1.78
61.0	24	130	165	13	2.15
76.0	30	150	185	14	2.77
91.0	36	170	210	15	3.57
107.0	42	190	230	17	4.37
122.0	48	210	245	20	5.14
152.0	60	250	300	23	7.50
183.0	72	280	340	27	9.52
213.0	84	320	380	30	12.16
244.0	98	350	415	34	14.53

En el caso de tuberías de materiales como fibrocemento, P.V.C. y polietileno de alta densidad deberá observarse lo siguiente:

- La tubería de fibrocemento deberá alojarse en zanja para obtener la máxima protección y solo en casos excepcionales se podrá instalar superficialmente garantizando su protección y seguridad.
- En el caso de tuberías de P.V.C. y polietileno de alta densidad su instalación se hará siempre en

zanja.

A) Mejoramiento del fondo de la zanja y relleno de la misma en redes de distribución.

Deberá colocarse una plantilla de material libre de piedras para el asiento total de la tubería, de tal forma que no provoquen esfuerzos adicionales a ésta. La plantilla o cama consiste en un piso de material fino colocado sobre el fondo de la zanja previamente a la colocación de la tubería, se arreglará la plantilla con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa inferior de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60% de su diámetro exterior y de preferencia en su cuadrante inferior. El resto de la tubería debe ser cubierto hasta una altura de 30 cm arriba de su lomo con material granular fino, que puede ser seleccionado del producto de la excavación o de banco, colocado a mano y compactado cuidadosamente con equipo manual y humedad óptima al 90% de la prueba Proctor, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes a la tubería (acostillado). Este relleno se hace en capas que no excedan de 15 cm de espesor. El resto de la zanja podrá ser relleno a volteo, o compactado según sea el caso: si la tubería se instala en zona urbana con tránsito vehicular intenso todo el relleno será compactado, y si se

instala en zonas con poco tránsito vehicular o rurales será a volteo.

Se excavarán cuidadosamente las cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o de la plantilla apisonada.

En caso de instalar tubería de acero y si la superficie del fondo de la zanja lo permite, no será necesario la plantilla. En lugares excavados en roca o tepetate duro, se prepara la plantilla con un material suave que pueda dar un apoyo uniforme al tubo, pudiendo ser tierra o arena suelta seleccionadas del producto de la excavación o de banco.

En la figura 6-1 se esquematizan las dimensiones de las zanjas de acuerdo con las correspondientes de la tabla 6-4 el espesor mínimo de la plantilla sobre el eje vertical de la tubería será de 5 cm.

6.2.3 Pruebas hidrostáticas

A) Premisas.

Las Normas Complementarias elaboradas por la Comisión de Aguas del Municipio de Celaya tienen como base las Normas de Construcción del Gobierno del Municipio de Celaya correspondientes al libro 3, parte 01 Obra Civil, Sección 01, Urbanización, Capítulo 025 Sistemas de Agua Potable y de la Comisión Nacional del Agua, sin embargo se adecuaron dichas normas en virtud de que los trabajos ejecutados por la Comisión de Aguas del Municipio de Celaya consisten en la sustitución de redes de distribución (secundarias) de agua potable ya existentes, por tuberías de polietileno de alta densidad y de alto peso molecular, mientras que las Normas han sido desarrolladas para redes nuevas y para materiales diferentes al polietileno.

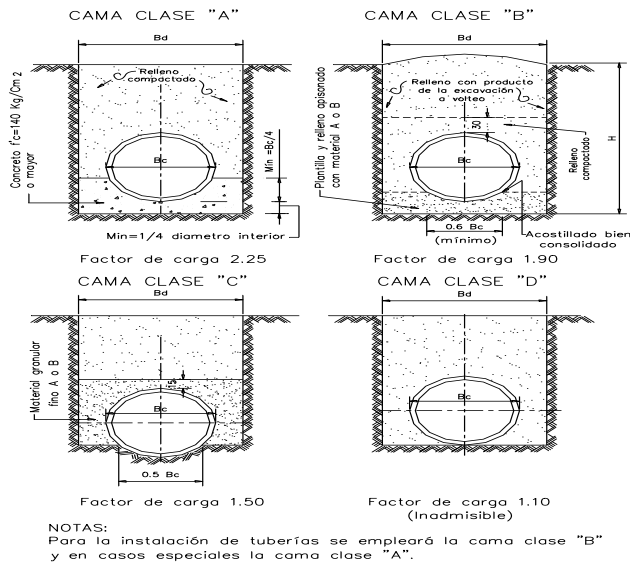


FIGURA 6-1.- Zanjas y tipos de cama

El reemplazo de la tubería existente se lleva a cabo por dos métodos: excavación a cielo abierto (tradicional) y el de introdeslizamiento (topo). Gran parte de los trabajos de rehabilitación se ejecutan por el método de introdeslizamiento en el que no es posible llevar a cabo la prueba con la tubería instalada, en virtud de que la unión de los tramos de tubería se realiza por termofusión o electrofusión, donde la distancia entre éstas (aproximadamente 12 m) no coincide con la separación de las ventanas, por lo tanto la prueba se realiza fuera de la zanja; de otra manera no es posible observar el comportamiento de la tubería sometida a presión.

Para el caso del método tradicional, la prueba se ejecuta con la tubería instalada, estando parcialmente cubierta por el material de relleno y dejando descubiertas a uniones para su observación.

La prueba de presión se efectúa para garantizar que la tubería instalada se encuentra en perfectas condiciones de hermeticidad. Para que una prueba pueda considerarse exitosa, deben tomarse en cuenta los siguientes factores:

- Manejo óptimo en el transporte y descarga de las tuberías.
- Correcto almacenaje en la obra
- Preparación adecuada de las zanjas
- Relleno y compactación correctamente ejecutados
- Unión de tramos de tubería realizada por el procedimiento de termofusión y/o electrofusión para el caso de redes de polietileno de alta densidad.
- Llenado de agua y expulsión de aire, perfectamente efectuados
- Es necesario tomar en cuenta que:
- Cualquier tubo puede fallar si su instalación es deficiente.

B) Equipo de prueba.

El equipo para pruebas consiste en un émbolo accionado a mano o con motor de combustión interna, provisto de válvulas de retención y manómetro, debiendo ser éste, con capacidad apropiada a la prueba y con aproximación mínima de 0.2 kg/cm².

C) Procedimiento para llevar a cabo la prueba hidrostática

Toda la línea de conducción o red de distribución de agua potable, incluyendo sus correspondientes piezas especiales, deberá someterse a una prueba de presión hidrostática; dicha prueba se efectuará de la forma siguiente:

- Se deberá llenar lentamente de agua el tramo y se purgará el aire entrampado en la tubería mediante la inserción de una válvula de expulsión de aire, en la parte más alta de la tubería.
- Expulsado el aire contenido en la tubería se procederá a cerrar la válvula de purga, acto seguido se deberá llenar la tubería durante dos o tres horas y se aplicará luego la presión de prueba mediante una bomba adecuada para tal efecto.
- La presión de prueba deberá elevarse hasta uno punto cinco (1.5) veces la presión de trabajo, manteniéndola sin variación durante un tiempo mínimo de dos (2) horas, o el tiempo necesario para revisar todas las uniones de la línea o red que se esta probando.
- Todos los tubos, piezas especiales y válvulas, deberán revisarse cuidadosamente durante la prueba con el fin de localizar las fugas existentes, las que deberán ser reparadas hasta quedar dentro de las tolerancias establecidas.

Se verificará que el tramo a probar se encuentre completamente instalado, alineado y nivelado. Se colocarán aditamentos para expulsión de aire en sus extremos y puntos altos.

En cambios de dirección y colocación de piezas especiales se podrá prescindir de los atraques al realizar la prueba hidrostática, siempre y cuando se haya realizado una buena compactación y el terreno de la zanja sea firme y la termofusión en el caso de polietileno de alta densidad, haya sido realizada adecuadamente.

La prueba de presión hidrostática será practicada por el contratista como parte de las operaciones correspondientes a la instalación de la tubería, quien además deberá suministrar el manómetro, bomba, agua, mano de obra y todo lo necesario para efectuar la prueba y deberá calibrarlos cuantas veces sea necesario.

Los tubos válvulas y piezas especiales, que se detecten defectuosos durante la pruebas

hidrostáticas, serán retirados y reinstalados nuevamente por el contratista sin ninguna compensación adicional. La sustitución de estos materiales será hecha también por el contratista cuando él los haya suministrado, de acuerdo con lo estipulado por el contrato.

D) Fugas máximas permisibles

Una vez reparadas la uniones y reemplazados los tubos y piezas rechazados, se continúan midiendo las fugas, cuyo volumen no deberá exceder, salvo que en algún caso particular se especifique diferente, los valores señalados en la tabla 6-5.

Tabla 6-5.- Fugas máximas permisibles en una hora en litros por kilómetro de línea

Diámetro en mm	Presión en kg/cm ²				
	10.50	8.75	7.00	5.25	3.50
50	20	18	16	14	11
60	24	22	19	17	14
75	29	27	24	21	17
100	39	36	32	28	23
150	59	54	48	41	34
200	78	72	64	55	45
250	98	90	80	69	56

Tabla 6-5 (continuación)

Diámetro en mm	Presión en kg/cm ²				
	10.50	8.75	7.00	5.25	3.50
300	118	108	96	83	68
350	137	125	112	96	79
400	157	143	128	110	90
450	176	161	144	124	101
500	196	179	160	138	113
600	235	215	193	165	135

En las tuberías de polietileno junteadas por termofusión o electrofusión no se admitirá fuga alguna.

La Comisión de Aguas del Municipio de Calaya dará constancia al Contratista de que la aceptación

de cada tramo de tubería que haya sido probado, en la que deberán detallarse en forma pormenorizada el proceso y resultado de las pruebas efectuadas.

6.2.4 Desinfección de la tubería

Después de la prueba de la tubería y antes de conectarla al servicio se deberá proceder a la desinfección del tramo nuevo; se permitirá emplear equipos de lavado a presión, cuyos accesorios deberán ser previamente desinfectados; el residuo de la solución de cloro, deberá ser recolectado en recipientes adecuados para su disposición final al drenaje municipal.

Antes de la desinfección, el tramo de la tubería se llenará con agua la cuál se vaciará posteriormente con objeto de: eliminar el agua con el desinfectante mezclado de acuerdo al siguiente proceso:

- Dicha mezcla permanecerá en el tramo por desinfectar durante tres horas, debiéndose reponer el agua que se pierda por fugas, procurando que una bomba equilibre la cantidad de mezcla del desinfectante, para mantener todo el tramo en contacto durante el período especificado.
- Al finalizar el período establecido, se sacará el agua con el desinfectante y se harán pruebas de cloro residual, el cuál no será menor de 0.5 ppm. En caso contrario, se repetirá, la operación anterior hasta lograr el resultado deseado.
- Para la desinfección se podrán usar cualquiera de los siguientes desinfectantes:
 1. **Solución de hipoclorito de calcio o cal clorada en las siguientes proporciones:**
 - 1 g de hipoclorito al 70 % de concentración por cada 14 litros de agua.
 - 1 g de cal clorada al 25 % de concentración por cada 5 litros de agua.
 2. Mezcla de cloro en forma de gas y agua, con una dosis de cincuenta (50) ppm, como mínimo para lo cual el contratista contará con cloradores apropiados al caso.
- Para aceptar definitivamente un tramo de tubería, una vez aprobada la desinfección por la Comisión, se enjuagará el tramo de línea hasta que desaparezca el olor a cloro.

6.3 Redes de evacuación de aguas negras y pluviales.

6.3.1 Tuberías de concreto.

El tipo de tubería de concreto por utilizar se especificará tomando en cuenta la profundidad de instalación, el ancho de zanja y el tipo de plantilla.

Las tuberías de concreto simple y reforzado se apejarán, para su construcción, a la normatividad oficial mexicana NOM-C-9, NOM-C-1, NOM-C-2, NOM-B-6, NOM-B-13, NOM-C-111, o sus equivalentes en vigor, así como todo lo indicado en el capítulo 13, del inciso 13.1 al 13.2.2.4, titulado “Suministro e Instalación de Tubería de Concreto” de la Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción de Agua Potable y Alcantarillado de la extinta Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología.

Las descargas domiciliarias serán de concreto simple, con slants y codos de 45° y 15 cm de diámetro. Cuando las descargas se realicen en tuberías de 25 y 30 cm, estas deberán tener integradas yes de 15 cm, y por tanto solo se requerirán codos de 45° y 15 cm de diámetro.

Las tuberías de concreto simple van de 15 a 45 cm de diámetro, correspondiendo un solo grado de calidad y deberán cumplir con la norma NOM-C-9 en vigor.

Atendiendo a la calidad y contenido de las aguas negras se deberá en la fabricación de las tuberías utilizar cemento tipo V, que es el Pórtland resistente a los sulfatos o el Pórtland con puzolana. Las tuberías de concreto se colocarán con la campana o la caja de la espiga hacia aguas arriba. El cementante deberá ser mortero de cemento y arena con una proporción de 1:3.

6.3.2 Tuberías de P.V.C.

La tubería de P.V.C. (cloruro de polivinilo) será de fabricación nacional y deberá cumplir con la norma NOM-E-12-1978, así como a lo consignado en el capítulo 14, del inciso 14.1 al 14.2.2.8, de las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la antigua Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología. De acuerdo con lo especifique el proyecto, podrá ser de tipo Anger (NOM-E-22-2-1978) o tipo cementar (NOM-E-12-1978), o sus equivalentes en vigencia.

Los tubos y conexiones de P.V.C. para alcantarillado deberán satisfacer los requisitos de acuerdo con la siguiente normatividad, o a la vigente en el momento de su fabricación.

- Resistencia a la tensión, NOM-E-74
- Resistencia al impacto, NOM-E-29
- Resistencia al aplastamiento, NOM-E-14
- Resistencia contra ácidos y álcalis, NOM-E-32
- Peso específico, NOM-E-4
- Inflamabilidad, NOM-E-25
- Absorción de agua, NOM-E-12
- Color, NOM-E-12

Las conexiones de P.V.C. serán de fabricación nacional y deberán cumplir con la normatividad descrita anteriormente.

Los tubos de P.V.C. no deben quedar expuestos a los rayos solares por períodos prolongados, ya que éstos afectan ciertas propiedades mecánicas del tubo. Además dependiendo del tipo de material que se especifique en el proyecto, dado que pueden ser con macho y campana o extremos lisos, se podrá usar cualquiera de los siguientes aditamentos de conexión:

- Anillos de hule. Las piezas de P.V.C. con macho y campana se unirán entre sí sellando el espacio que queda entre la conexión y el tubo por medio de anillos de hule, los cuales se deslizarán en el macho con la ayuda de un lubricante. Tanto los anillos como el lubricante deberán ser adquiridos al propio fabricante de la tubería y deberán cumplir con la norma NOM-E-12-1979 o su equivalente en vigor.
- Cemento. Las piezas de P.V.C. con extremos lisos se unirán a las conexiones fabricadas expresamente para cementarse. El cemento a utilizar deberá ser adquirido al propio fabricante de la tubería y deberá cumplir con la norma NOM-E-30-1969 o la igual en vigor.

6.3.3 Tuberías de fibrocemento

La tubería de fibrocemento para alcantarillado comprenderá al tubo y a su acoplamiento, mismos que deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM-C-12-1981 o su igual en vigencia.

La tubería tendrá un factor de carga al aplastamiento de 1.75, que se definirá como la relación de carga mínima a la ruptura por aplastamiento entre la carga máxima de servicio.

Los anillos de hule usados como sello en las juntas de los tubos de fibrocemento deberán cumplir con la norma NOM-T-21-1986 o su equivalente en vigencia y podrán ser del tipo 1, que no requiere de especial resistencia a la acción de aceites y disolventes, y del tipo 2, elaborado de hule sintético que necesita una cierta resistencia a la acción de aceites y disolventes.

6.3.4 Instalación de tuberías de redes de evacuación de aguas negras y pluviales

Las consideraciones generales que deberán seguirse para la construcción de zanjas serán las recomendadas en el párrafo 6.2.2 para redes de distribución de agua potable.

A) Ancho de zanjas

El ancho mínimo de las zanjas será el mismo establecido en la tabla 6-4 "Dimensiones de tablas y plantillas para tubería de agua potable y alcantarillado" del párrafo 6.2.2.

6.3.5 Mejoramiento del fondo de la zanja y relleno de la misma

A) Plantilla clase "A". Factor de carga 2.25.

La tubería se apoyará en su cuadrante inferior sobre un encamado de arena húmeda compactada o, en su caso, de concreto simple de $f'c=100$ kg/cm², cuyo espesor mínimo será de un cuarto de diámetro interior del tubo, extendiéndose hacia arriba en ambos lados de éste hasta una altura mínima de un cuarto de su diámetro exterior.

B) Plantilla clase "B". Factor de carga 1.90

El conducto se apoyará en un piso de material fino, colocado sobre el fondo de la zanja, que previamente será arreglado con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa de la tubería en su parte inferior en un ancho cuando menos igual al 60% de su diámetro exterior. El resto de la tubería deberá ser cubierto hasta una altura cuando menos de 30 cm arriba de su lomo con material granular fino colocado cuidadosamente a mano y perfectamente compactado, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes a la tubería. Este relleno se hará con capas que no excedan de 15 cm de espesor. Esta es la clase de cama que se empleará generalmente en el tendido de todas las tuberías.

C) Plantilla clase "C". Factor de carga 1.50

El fondo de la zanja se arreglará previamente para ajustarse a la parte inferior de la tubería en un ancho aproximado al 50% de su diámetro exterior. El resto de la tubería será cubierto hasta una altura de cuando menos 15 cm por encima del lomo con material granular fino colocado y compactado a pala hasta llenar completamente los espacios de abajo y adyacentes a la tubería.

6.3.6 Profundidad mínima y máxima

La profundidad mínima está regida por dos factores:

- Evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas, mediante un colchón mínimo que es función del diámetro del tubo como se presenta en la tabla 6-6. Los colchones mínimos indicados podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificación en cada caso. Los principales factores que intervienen para modificar el colchón son: el material de la tubería, el tipo de terreno y las cargas vivas probables.
- Permitir la correcta conexión de las descargas domiciliarias a la atarjea correspondiente, con la observación de que el albañal exterior tenga como mínimo una pendiente geométrica de 1% y que el registro interior más próximo al paramento del predio tenga una profundidad mínima de 60 cm.

TABLA 6-7.- Colchón mínimo

Diámetro nominal del tubo	Colchón mínimo
---------------------------	----------------

Cm	m
Hasta 45	0.9
De 45 a 122	1.0
De 122 a 183	1.3
Mayor de 183	1.5

La profundidad máxima será aquella que no ofrezca dificultades constructivas mayores durante la excavación, de acuerdo con la estabilidad del terreno en que quedará alojado el conducto, y variará en función de las características particulares de la resistencia a la compresión o rigidez de las tuberías, haciendo el análisis respectivo en el que se tomará en cuenta el peso volumétrico del material de relleno, las posibles cargas vivas y el factor de carga proporcionado por la plantilla a usar.

Hasta 4.00 m de profundidad, la atarjea colectora podrá recibir directamente los albañales de las descargas domiciliarias y a profundidades mayores resultará más económico construir las atarjeas laterales.

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE
ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES.**

TÍTULO IV.

NOTACIÓN

- A área del cimiento
- A' área efectiva del cimiento
- A_L área lateral de un pilote
- A_p área transversal de la base de la pila o del pilote
- B ancho de la cimentación o diámetro equivalente de la base de los pilotes de punta o pilas
- B' ancho efectivo de la cimentación
- C_f capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción
- C_p capacidad de carga de un pilote de punta o pila
- c_u cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)
- D diámetro del pilote
- D_f profundidad de desplante
- D_r compacidad relativa
- E módulo de elasticidad del pilote
- e distancia a partir del eje longitudinal del cimiento en la que actúa una resultante excéntrica
- e_o relación de vacíos inicial
- F_C factor de carga
- F_R factor de resistencia, especificado en la sección 3.2
- F_{re} factor que toma en cuenta el efecto de escala para corregir la capacidad por punta de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro
- G módulo de rigidez al cortante del suelo
- f adherencia lateral media pilote-suelo
- H espesor de un estrato de suelo
- h_c altura de la construcción
- h_i espesor de una capa impermeable
- h_w altura piezométrica en el lecho inferior de una capa impermeable
- I momento de inercia del pilote
- K coeficiente de reacción horizontal del suelo
- L longitud del pilote
- L' longitud efectiva de la cimentación
- L_e longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente
- N número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de P_c
- N_c coeficiente de capacidad de carga, dado por
$$N_c = 5.14(1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L)$$
- N_c^* coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ_u
- $N_{máx}, N_{mín}$ coeficientes para el cálculo de N_q^*

- N_q coeficiente de capacidad de carga, dado por

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$
- N_q^* coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ y de la relación L_e/B
- N_γ coeficiente de capacidad de carga, dado por

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$
- n exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso
- P perímetro de la construcción
- P_c fuerza crítica para revisión por pandeo de pilotes de pequeño diámetro
- p_v presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo
- \bar{P}_v presión vertical efectiva a la profundidad de desplante
- R capacidad de carga de pilotes de fricción o de grupos de pilotes de este tipo
- V_s velocidad de propagación de onda de corte
- w peso unitario medio de la estructura
- Z profundidad del nivel freático bajo el nivel de desplante de la cimentación
- z profundidad a la que se realiza el cálculo de Δe
- α coeficiente para el cálculo de ϕ
- γ peso volumétrico del suelo
- γ' peso volumétrico sumergido del suelo
- γ_m peso volumétrico total del suelo
- γ_w peso volumétrico del agua
- Δe variación de 1a relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical efectivo Δp inducido a la profundidad Z por la carga superficial
- ΔH asentamiento de un estrato de espesor H
- Δp incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial
- Δz espesores de sub-estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos verticales pueden considerarse uniformes
- δ inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical
- ξ porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico
- ΣQF_C suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por sus respectivos factores de carga
- ΣqF_C suma de las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga
- ϕ ángulo de fricción interna del material
- ϕ_u ángulo de fricción aparente
- ϕ^* ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo

CAPÍTULO 1.

CONSIDERACIONES GENERALES.

1.1 Alcance

Las presentes Normas no son un manual de diseño y por tanto no son exhaustivas. Sólo tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos mínimos definidos en el Título Quinto del Reglamento. Los aspectos no cubiertos por ellas quedan a criterio del Perito Responsable de Obra y, en su caso, del Corresponsable en Seguridad Estructural y serán de su responsabilidad. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan también puede ser aceptable, pero requerirá la aprobación expresa de la Administración.

1.2 Unidades

En los estudios para el diseño de cimentaciones, se usará un sistema de unidades coherente, de preferencia el Sistema Internacional (SI). Sin embargo, en este último caso, respetando la práctica común en mecánica de suelos en México, será aceptable usar como unidad de fuerza la tonelada métrica, que se considerará equivalente a 10 kN.

2. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

2.1 Investigación de las colindancias

Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

2.2 Reconocimiento del sitio

Como lo define el Título Quinto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, el Municipio de Celaya se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados;
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y
- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente

por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Esta figura solamente podrá usarse para definir la zona a la que pertenece un predio dado en el caso de las construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras definidas en el inciso a) de la tabla 2.1. En este caso, los predios ubicados cerca de las fronteras entre dos de las zonas se supondrán ubicados en la más desfavorable. En cualquier otro caso, la zona se definirá a partir de exploraciones directas del subsuelo.

La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio se apoyará en el conocimiento geológico general y local que se tenga de la zona de interés y deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación y la variación de los mismos en el predio. Además, deberá permitir obtener información suficiente sobre los aspectos siguientes:

- 1) En la zona I se averiguará si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas y, en caso afirmativo, se obtendrá la información requerida para su apropiado tratamiento.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con material de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes, debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro de la lava que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas de la Ciudad, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

- 2) En las zonas II y III, se averiguará la historia de carga del predio y la existencia de cimentaciones antiguas, restos arqueológicos, rellenos superficiales antiguos o recientes, variaciones fuertes de estratigrafía, suelos inestables o colapsables, o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño. Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno, principalmente en las áreas de transición abrupta entre las zonas I y III que se pueden apreciar en el mapa de la fig. 2.1.

En la zona II, la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre las diversas formaciones así como mantos de agua colgada y variaciones importantes en el espesor de los suelos compresibles.

2.3 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la tabla 2.1. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicados en esta tabla no liberará al Perito Responsable de la Obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales, y especialmente en terrenos afectados por irregularidades, serán generalmente muy superiores a las indicadas en la tabla 2.1.

Para la aplicación de la tabla 2.1, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura, w , la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 2.1) será de una por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar en el estrato incompresible al menos 3 m y, en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, deberán realizarse exploraciones suficientemente profundas para poder estimar los asentamientos inducidos por la carga combinada del conjunto de las estructuras individuales.
- c) Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos, incluyendo los geofísicos, solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:
 - 1) Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.
 - 2) Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades

mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

3) Sondeos consistentes en realizar, en forma continua o selectiva, una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras. La prueba podrá consistir en medir:

- El número de golpes requeridos para lograr, mediante impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (prueba SPT) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono).

- La resistencia a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica). Al ejecutar este tipo de prueba de campo, deberán respetarse los procedimientos aceptados, en particular en cuanto a la velocidad de penetración, la cual estará comprendida entre 1 y 2cm/s.

- La respuesta esfuerzo–deformación del suelo y la presión límite registradas al provocar en el sondeo la expansión de una cavidad cilíndrica (prueba presiométrica). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III.

- La resistencia al cortante del suelo (prueba de veleta o similar). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable a los suelos blandos de las zonas II y III.

- La velocidad de propagación de ondas en el suelo. Se podrá recurrir a ensayos de campo para estimar el valor máximo del módulo de rigidez al cortante, G , a partir de la velocidad de propagación de las ondas de corte, V_s , que podrá obtenerse de ensayos geofísicos de campo como los de pozo abajo, pozo arriba, el ensayo de cono sísmico, el de sonda suspendida o el ensayo de pozos cruzados. En este tipo de pruebas es recomendable emplear un inclinómetro para conocer y controlar la posición de los geófonos para el registro de vibraciones y la de la fuente emisora de vibraciones.

Estos sondeos podrán usarse para fines de verificación estratigráfica, con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. Sus resultados también podrán emplearse para fines de estimación de las propiedades mecánicas de los suelos siempre que se cuente con una calibración precisa y reciente del dispositivo usado y se disponga de correlaciones confiables con resultados de pruebas de laboratorio establecidas o verificadas localmente.

4) Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente. Asimismo, se podrán utilizar para obtener muestras en las capas duras de las zonas II y III.

5) Sondeos de percusión o de avance con equipo tricónico o sondeos con variables de perforación controladas, es decir sondeos con registros continuos de la presión en las tuberías o mangueras de la máquina de perforar, de la velocidad de avance, de la torsión aplicada, etc. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 40$ kPa (4 t/m²)

Perímetro de la construcción:

$P \leq 80$ m en las zonas I y II; o

$P \leq 120$ m en la zona III

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5$ m

ZONA I

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras irregularidades.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 80 kPa (8 t/m²), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m²), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m²), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 40 kPa (4 t/m²), bajo zapatas o de 15 kPa (1.5 t/m²) bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 40$ kPa (4 t/m²)

Perímetro de la construcción:

$P > 80$ m en las Zonas I y II; o

$P > 120$ m en la Zona III

Profundidad de desplante $D_f > 2.5$ m

ZONA I

- 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas.
 - 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
 - 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.
-

2.4 Determinación de las propiedades en el laboratorio

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desean evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, x , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o el de péndulo de torsión, el ensayo triaxial cíclico o cíclico torsionante, o el de corte simple cíclico. Los resultados de estos ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y x obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

2.5 Investigación del hundimiento regional

En las zonas II y III, se tomará en cuenta la información disponible respecto a la evolución del proceso de hundimiento regional que afecta la parte lacustre del Municipio de Celaya y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

En edificaciones de los grupos A y B1 (véase artículo 139 del Capítulo I del Título Quinto del Reglamento), la investigación respecto al fenómeno de hundimiento regional deberá hacerse por observación directa de piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos, alejados de cargas, estructuras y excavaciones que alteren el proceso de consolidación natural del subsuelo. En el caso de los bancos de nivel profundos, se deberá garantizar que los efectos de la fricción negativa actuando sobre ellos no afectarán las observaciones.

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

- a) De falla:
 - 1) Flotación;
 - 2) Flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación; y
 - 3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo

con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales locales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

b) De servicio:

- 1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
- 2) Inclinación media de la construcción, y
- 3) Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 3.1.

3.1 Acciones de diseño

De acuerdo con lo señalado en la sección 2.3 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

a) Primer tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables, incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

Tabla 3.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación¹

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto		Límite
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	2.5 cm
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
Emersión:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
Velocidad del componente diferido		1 cm/semana
b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100 / (100 + 3h_c)$ por ciento	h_c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		
Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

¹ Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites

máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este Capítulo.

² En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

b) Segundo tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc.) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

Congruentemente con lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo–estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método de la sección A.6 del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

En el caso de cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I se incluirá entre las acciones permanentes la fricción negativa que puede desarrollarse en el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Al estimar esta acción, se tomará en cuenta que:

- 1) El esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto entre el suelo y el fuste del pilote (o pila), o en la envolvente de un grupo de pilotes, por fricción negativa no puede en principio ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada en prueba triaxial consolidada–no drenada, realizada bajo una presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo in situ.
- 2) El esfuerzo cortante máximo anterior solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.
- 3) La fricción negativa desarrollada en un pilote o subgrupo de ellos en el interior de un grupo de pilotes no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria del o de los elementos considerados.

- 4) Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa considerada en determinado análisis no pueden ser mayores que los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina.

Cuando se considere que la fricción negativa pueda ser de importancia, deberá realizarse una modelación explícita, analítica o numérica, del fenómeno que permita tomar en cuenta los factores anteriores y cuantificar sus efectos. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a sollicitaciones horizontales.

3.2 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga, FC, que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Estructural de las Edificaciones. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, FR, relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) $FR=0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y
- b) $FR=0.70$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.3 Cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.3.1 Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

En esta verificación, tomando en cuenta la existencia, especialmente en las zonas I y II, de materiales cementados frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < c_u N_c F_R + p_V \quad (3.1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\frac{\Sigma Q F}{A} < \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad (3.2)$$

donde

$\Sigma Q F_C$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga;

A es el área del cimiento;

p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

\bar{p}_v es la presión vertical efectiva a la misma profundidad;

γ es el peso volumétrico del suelo;

c_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);

B es el ancho de la cimentación;

N_c es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L) \quad (3.3)$$

para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$;

donde D_f , es la profundidad de desplante y L la longitud del cimiento; en caso de que D_f/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente;

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (3.4)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplicará por: $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para cimientos circulares o cuadrados;

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (3.5)$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados; y

F_R es el factor de resistencia especificado en la sección 3.2.

También podrá utilizarse como alternativa a las ecuaciones 3.1 ó 3.2 una expresión basada en los resultados de pruebas de campo.

Además, al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro f estará dado por:

$$f = \text{Ang} \tan (a \tan f^*) \quad (3.6)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo. Esta prueba deberá considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

Para suelos arenosos con compacidad relativa D_r menor de 67 por ciento, el coeficiente α será igual a $0.67 + D_r - 0.75 D_r^2$. Para suelos con compacidad mayor que el límite indicado, α será igual a 1.

- b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ec. 3.2 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (3.7)$$

donde

γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y $(B/2) \tan(45^\circ + \phi/2)$; y

γ_m es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

- c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (3.8)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será $A' = B' L'$

Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación, se multiplicarán los coeficientes N_q y N_c de las ecs. 3.1 y 3.2 por $(1 - \tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

- d) En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor H bajo el nivel de desplante y apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:
- 1) Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
 - 2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+H$.
 - 3) Si $H < 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es:

$$B [1 + 2/3 (H/B)^2] \quad (3.9)$$

- 4) En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.
 - e) En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el inciso 3.2.a.
 - f) En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general en un medio homogéneo implícito en las ecs. 3.1 y 3.2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente serán afectados por el factor de resistencia que señala el inciso 3.2.a.
 - g) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecs. 3.1 y 3.2, deberá tomarse igual a la mitad del definido en la sección 3.2 para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción de la Administración, a partir de ensayos de laboratorio en muestras de suelo representativas, que es aplicable otro valor.
 - h) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:
 - 1) Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.;
 - 2) Demolición o refuerzo de bóvedas; y/o
 - 3) Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.3.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, será aceptable despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z \quad (3.10)$$

donde

ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H ;

e_0 es la relación de vacíos inicial;

Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad Z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y

Δz son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo–estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada.

3.4 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre–compensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario. El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta. Además, en esta evaluación, deberán tomarse en cuenta los cambios posibles de materiales de construcción, de solución arquitectónica o de usos de la construcción susceptibles de modificar significativamente en el futuro dicha carga neta. Cuando la incertidumbre al respecto sea alta, la cimentación compensada deberá considerarse como poco confiable y deberá aplicarse un factor de carga mayor que la unidad, cuidando al mismo tiempo que no pueda presentarse una sobre–compensación excesiva, o adoptarse otro sistema de cimentación.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

3.4.1 Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala la sección 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalarán válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión por flotación, se considerará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

3.4.2 Estados límite de servicio

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación, incluyendo los debidos a la recarga del suelo descargado por la excavación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo la segunda combinación de acciones. Se tomará en cuenta las deformaciones permanentes tienden a ser críticas para cimentaciones con escaso margen de seguridad contra falla local o general y que los suelos arcillosos tienden a presentar deformaciones permanentes significativas cuando bajo la combinación carga estática–carga sísmica cíclica se alcanza un esfuerzo cortante que represente un porcentaje superior al 90 por ciento de su resistencia estática no–drenada.
- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento o decremento neto de carga en el contacto cimentación–suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en la sección 3.3.2. El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. Se tomará en cuenta que las cimentaciones sobre–compensadas en la zona lacustre tienden a presentar una emersión aparente mucho mayor y más prolongada en el tiempo que la atribuible a las deformaciones elásticas y a los cambios volumétricos inducidos por la descarga. Lo anterior es consecuencia de la interacción entre la descarga y el hundimiento regional cuya velocidad disminuye localmente al encontrarse el suelo preconsolidado por efecto de la descarga. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobre–compensación no será superior a 10 kPa (1 t/m²) a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

En el diseño y construcción de estas cimentaciones deberá tenerse presente que los resultados obtenidos dependerán en gran medida de la técnica empleada en la realización de la excavación (Capítulo 5).

3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 por ciento de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se

considerará por lo menos 70 por ciento de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral. En suelos blandos, se usan comúnmente como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos (diseño en términos de deformaciones). En este caso, los pilotes no tienen generalmente la capacidad para soportar por sí solos el peso de la construcción y trabajan al límite en condiciones estáticas, por lo que no pueden contribuir a tomar sollicitaciones accidentales e inclusive pueden, de acuerdo con la experiencia, perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global. Opcionalmente, los pilotes de fricción pueden usarse para soportar el peso total de la estructura y asegurar su estabilidad (diseño en términos de capacidad de carga). En este último caso, en suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, la losa puede perder el sustento del suelo de apoyo por lo que resulta prudente considerar que no contribuye a la capacidad de carga global.

En ambos casos, se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla y de servicio.

El espacio dejado entre la punta de los pilotes de fricción y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que en ninguna condición pueda llegar a apoyarse en esta capa a consecuencia de la consolidación del estrato en el que se colocaron.

3.5.1 Estados límite de falla

De acuerdo con el tipo de diseño adoptado, la revisión de los estados límite de falla podrá consistir en verificar que resulta suficiente para asegurar la estabilidad de la construcción alguna de las capacidades de carga siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo–zapatas o suelo–losa de cimentación. Despreciando la capacidad de los pilotes, se verificará entonces el cumplimiento de la desigualdad 3.1 ó 3.2, de la sección 3.3, según el caso.

Si se adopta este tipo de revisión, la losa o las zapatas y las contratraveses deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo–zapata o suelo–losa máximas calculadas, más las concentraciones locales de carga correspondientes a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec. 3.12 con un factor de resistencia F_R igual a 1.0.

- b) Capacidad de carga del sistema suelo–pilotes de fricción

Despreciando la capacidad del sistema suelo–losa, se verificará entonces para cada pilote individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes y para la cimentación en su conjunto, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma QF_C < R \quad (3.11)$$

donde

ΣQF_C es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R es la capacidad de carga que se considerará igual a:

- 1) Para la revisión de cada pilote individual: a la capacidad de carga de punta del pilote más la capacidad de adherencia del pilote considerado;
- 2) Para la revisión de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de pilotes; y
- 3) Para la revisión de la cimentación en su conjunto: a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga por punta de los pilotes individuales se calculará mediante las ecs. 3.13 ó 3.14, con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.7.

Si se adopta este tipo de revisión, los pilotes deberán tener la capacidad de absorber la fuerza cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo–losa o suelo–zapatas. Cuando la losa esté desplantada a profundidad, se considerará el efecto del empuje en reposo en los muros perimetrales como se indica en la sección 3.4.3.

En la revisión de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas, las cargas recibidas por los distintos pilotes individuales o subgrupos de pilotes se estimarán con base en la teoría de la elasticidad o a partir de un estudio explícito de interacción suelo–estructura. Se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión, C_f , se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R \quad (3.12)$$

donde

A_L es el área lateral del pilote;

f es la adherencia lateral media pilote–suelo; y

F_R se tomará igual a 0.7, salvo para pilotes hincados en perforación previa (sección 7.1.2.2)

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III, la adherencia pilote–suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas–no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ec. 3.12 considerando el grupo o los subgrupos como pilas de geometría igual a la envolvente del grupo o subgrupo.

3.5.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

Deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas. En estas determinaciones, se tomará en cuenta el efecto restrictivo de los pilotes.

3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llama pilas a los elementos de más de 60cm de diámetro colados en perforación previa.

3.6.1 Estados límite de falla

Se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad 3.11 para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas según las secciones 3.6.1.1 y 3.6.1.2.

3.6.1.1 Capacidad por punta

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila, C_p , se calculará de preferencia a partir de los resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes (sección 3.7). En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio realizadas sobre muestras de buena calidad y que exista evidencia de que la capa de apoyo sea homogénea, la capacidad de carga podrá estimarse como sigue:

a) Para suelos cohesivos

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (3.13)$$

b) Para suelos friccionantes

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (3.14)$$

donde

A_p es el área transversal de la base de la pila o del pilote;

p_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;

\bar{p}_v es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;

c_u es la cohesión aparente del suelo de apoyo determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU); y

N_c^* es el coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Coeficiente N_c^*

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

ϕ_u es el ángulo de fricción aparente;

N_q^* es el coeficiente de capacidad de carga definido por:

$$N_q^* = N_{\min} + L_e \frac{N_{\max} - N_{\min}}{4B \tan(45^\circ + \phi/2)} \quad (3.15)$$

cuando $L_e/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$; o bien

$$N_q^* = N_{\max} \quad (3.16)$$

cuando $L_e/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

Tabla 3.3 Valor de N_{\max} y N_{\min} para el cálculo de N_q^*

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_{\max}	12.5	26	55	132	350	1000
N_{\min}	7	11.5	20	39	78	130

L_e es la longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente;

B es el ancho o diámetro equivalente de los pilotes;

ϕ es el ángulo de fricción interna, con la definición del inciso 3.3.1.a; y

F_R se tomará igual a 0.35.

La capacidad de carga considerada no deberá rebasar la capacidad intrínseca del pilote o pila calculada con la resistencia admisible del material constitutivo del elemento.

En el caso de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro, la capacidad calculada a partir de resultados de pruebas de campo o mediante las ecs. 3.13 ó 3.14, deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

- a) Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor

$$F_{re} = \left(\frac{B + 0.5}{2B} \right)^n \quad (3.17)$$

donde

B es el diámetro de la base del pilote o pila ($B > 0.5$ m); y

n es un exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para suelo denso.

- b) Para pilotes hincados en suelos cohesivos firmes fisurados, multiplicar por el mismo factor de la ec. 3.17 con exponente $n = 1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo, multiplicar por:

$$F_{re} = \frac{B + 1}{2B + 1} \quad (3.18)$$

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación con pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de un pilote de punta o pila, deberá verificarse que el espesor H de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

- 1) Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga;
- 2) Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+H$; y
- 3) Si $H < 1.5B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (3.19)$$

El criterio anterior se aplicará también a grupos de pilotes.

3.6.1.2 Capacidad por fricción lateral sobre el fuste de pilotes de punta o pilas.

En las zonas II y III, y en cualquier situación en la que pueda eventualmente desarrollarse fricción negativa, no deberá considerarse ninguna contribución de la fricción lateral a la capacidad de carga de los pilotes de punta o pilas. En suelos firmes de la zona I, se podrá agregar a la capacidad de punta una resistencia por fricción calculada mediante la ec. 3.12, en la que la adherencia considerada no deberá ser mayor que el esfuerzo vertical actuante en el suelo al nivel considerado multiplicado por un factor de 0.3, y afectado con un factor de resistencia de 0.7.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de estos elementos para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

3.6.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidas, incluyendo, en su caso, la fricción negativa, y la de los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.7 Pruebas de carga en pilotes

Las estimaciones de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta basadas en pruebas de campo o en cálculos analíticos se verificarán mediante pruebas de carga cuando exista incertidumbre excesiva sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación sea de los grupos A o B1. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada. En las zonas II y III, la prueba se realizará al menos dos meses después de la hinca, con el objeto de permitir la disipación del exceso de presión de poro que se induce al instalar los pilotes y la recuperación de la resistencia del suelo en su estado natural por efectos tixotrópicos. En pruebas de pilotes de punta, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la punta. Podrán hacerse pruebas de campo en pilotes de sección menor que la del prototipo y extrapolar el resultado mediante las ecs. 3.17 a 3.19.

3.8 Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa de la Administración. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes Normas, en particular ante solicitaciones sísmicas.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señalada en la sección 3.1.

Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo–estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán evaluarse tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y de los suelos de apoyo.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura–superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura;
- b) Que los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes Normas (tabla 3.1); y
- c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura sean aceptables en términos de las presentes Normas.

La distribución de esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo–estructura.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte, izaje e hinca. Los pilotes deberán poder soportar estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

Los pilotes de concreto deberán cumplir con lo estipulado en el Reglamento y en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Los pilotes de acero deberán protegerse contra corrosión al menos en el tramo comprendido entre la cabeza y la máxima profundidad a la que, se estime, pueda descender el nivel freático.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. La subestructura deberá entonces diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo como sin él es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes.

5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.
- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Para realizar la excavación, se podrán usar pozos de bombeo con objeto de reducir las filtraciones y mejorar la estabilidad. Sin embargo, la duración del bombeo deberá ser tan corta como sea posible y se tomarán las precauciones necesarias para que sus efectos queden prácticamente circunscritos al área de trabajo. En este caso, para la evaluación de los estados límite de servicio a considerar en el diseño de la excavación, se tomarán en cuenta los movimientos del terreno debidos al bombeo.

Los análisis de estabilidad se realizarán con base en las acciones aplicables señaladas en las Normas correspondientes, considerándose las sobrecargas que puedan actuar en la vía pública y otras zonas próximas a la excavación.

5.1 Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m²) con factor de carga unitario.

5.1.1 Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades. Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo, en una proporción que puede alcanzar 30 por ciento en un plazo de un mes.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles tomando en cuenta en su caso las discontinuidades del suelo. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes. Al evaluar estos últimos mecanismos se tomará en cuenta que la resistencia de la arcilla puede alcanzar su valor residual correspondiente a grandes deformaciones.

Se prestará especial atención a la estabilidad a largo plazo de excavaciones o cortes permanentes que se realicen en el predio de interés, especialmente en la zona I. Se tomarán las precauciones necesarias para que estos cortes no limiten las posibilidades de construcción en los predios vecinos, no presenten peligro de falla local o general ni puedan sufrir alteraciones en su geometría por intemperización y erosión, que puedan afectar a la propia construcción, a las construcciones vecinas o a los servicios públicos. Además del análisis de estabilidad, el estudio geotécnico deberá incluir en su caso una justificación detallada de las técnicas de estabilización y protección de los cortes propuestas y del procedimiento constructivo especificado (sección 7.2.5).

5.1.2 Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de excavaciones en suelos sin cohesión, se analizará en su caso la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable, la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h_i del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w \quad (5.1)$$

donde

h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable;

γ_w es el peso volumétrico del agua; y

γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h_i resulte insuficiente para asegurar la estabilidad con un amplio margen de seguridad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de bombeo.

5.1.3 Estabilidad de excavaciones ademadas

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablaestacas o muros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluirá el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural, requeridos para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \Sigma q F_C < c_u N_c F_R \quad (5.2)$$

donde

c_u es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU);

N_c es el coeficiente de capacidad de carga definido en la sección 3.3.1 y que depende de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;

p_v es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación;

$\Sigma q F_C$ son las sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga; y

F_R se tomará igual a 0.7

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada a partir de modelaciones analíticas o numéricas y de la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1. En el caso de troqueles precargados, se tomará en cuenta que la precarga aplicada inicialmente puede variar considerablemente con el tiempo por relajación y por efecto de variaciones de temperatura.

Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir las acciones de los empujes y las reacciones de los troqueles y de su apoyo en el suelo bajo el fondo de la excavación.

5.1.4 Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

En caso de usar anclas temporales para el soporte de ademes deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor–lechada, de la adherencia lechada–terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión.

5.2 Estados límite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

5.2.1 Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ec. 3.10 a partir de los decrementos de esfuerzo vertical calculados aplicando también la teoría de la elasticidad.

Para reducir los movimientos inmediatos, la excavación y la construcción de la cimentación se podrán realizar por partes.

En el caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles.

5.2.2 Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones ademadas en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

6. MUROS DE CONTENCIÓN

Las presentes Normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, de piezas naturales o artificiales, o de concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los muros de concreto reforzado empotrados en su base, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Los muros de contención exteriores construidos para dar estabilidad al terreno en desniveles, deberán diseñarse de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límite de falla: volteo,

desplazamiento del muro, falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta, o bien rotura estructural. Además, se revisarán los estados límite de servicio, como asentamiento, giro o deformación excesiva del muro. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de relleno y el método de colocación del mismo.

Los muros incluirán un sistema de drenaje adecuado que impida el desarrollo de empujes superiores a los de diseño por efecto de presión del agua. Para ello, los muros de contención deberán siempre dotarse de un filtro colocado atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados. Este dispositivo deberá diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para garantizar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas. Se tomará en cuenta que, aún con un sistema de drenaje, el efecto de las fuerzas de filtración sobre el empuje recibido por el muro puede ser significativo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración en su caso, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas. Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evaluarán en la forma indicada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

6.1.3 Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación por capas de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiéndose vigilar el espesor y contenido de agua de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compactación relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

6.1.4 Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales y de rellenos. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro o profundizar o ampliar la base del mismo.

La capacidad de carga en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados en las presentes Normas para cimentaciones superficiales.

6.2 Estados límite de servicio

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo. Se recurrirá a los métodos aplicables a cimentaciones superficiales.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que se pretenda introducir en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico deberá analizarse con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste resulta necesario.

7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1 Cimentaciones someras

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

Los pilotes de diámetro menor de 40 cm deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebasará la fuerza crítica P_c definida por:

$$P_c = F_R \left(\frac{N^2 \pi^2 E I}{4 L^2} + \frac{4 K D L^2}{N^2 \pi^2} \right) \quad (7.1)$$

donde

K es el coeficiente de reacción horizontal del suelo;

D es el diámetro del pilote;

E es el módulo de elasticidad del pilote;

I es el momento de inercia del pilote;

N es el número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de P_c ;

L es la longitud del pilote; y

F_R se tomará igual a 0.35.

7.1.2.1 Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar un área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 20 cm para después formar con la horizontal un ángulo no menor de 60 grados: el peralte de la campana será por lo menos de 50 cm. No deben construirse campanas bajo agua o lodos, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90 por ciento del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.

En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser de 50 por ciento del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el "sangrado" del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.

En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.

No deberán construirse pilas de menos de 80 cm hasta 30 m de profundidad, ni de menos de 100 cm hasta profundidades mayores. Las pilas deberán ser construidas con ademe o estabilizadas con lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.

Respecto a la localización de las pilas se aceptará una tolerancia del 10 por ciento de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad de una pila será de 2 por ciento de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3 por ciento para mayor profundidad.

7.1.2.2 Pilotes hincados a percusión

Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal.

Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.

El estudio de mecánica de suelos deberá definir si se requiere perforación previa, con o sin extracción de suelo, para facilitar la hincada o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico. En pilotes de fricción el diámetro de la perforación previa para facilitar la hincada o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que el 75 por ciento del diámetro o lado del pilote. Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán rimarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote. En caso de recurrir a perforación previa, el factor de reducción F_R de la ecuación 3.12 se reducirá multiplicando el valor aplicable en ausencia de perforación por la relación $(1-0.4D_{\text{perf}}/D_{\text{pil}})$ donde D_{perf} y D_{pil} son respectivamente el diámetro de la perforación previa y el del pilote.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará en términos de su energía en relación con la masa del pilote y del peso de la masa del martillo golpeador en relación con el peso del pilote, tomando muy en cuenta la experiencia local. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hincada y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hincada. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10 cm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote mediante nivelaciones si se ha presentado emersión por la hincada de los pilotes adyacentes y, en caso afirmativo, los pilotes afectados se volverán a hincar hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de éstos. Si un pilote de punta se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

Si es un pilote de fricción el que se rechace por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión o bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sea del mismo orden de magnitud que las del suelo que

reemplaza; en este caso, también deberán revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.

7.1.2.3 Pruebas de carga en pilotes o pilas

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- a) Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba;
- b) Descripción del pilote o pila y datos obtenidos durante la instalación;
- c) Descripción del sistema de carga y del método de prueba;
- d) Tabla de cargas y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote o pila;
- e) Representación gráfica de la curva asentamientos–tiempo para cada incremento de carga; y
- f) Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote o pila y la prueba.

7.2 Excavaciones

7.2.1 Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el Capítulo 5.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte constituido por ademes, tablaestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas instaladas en suelos firmes. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.

7.2.2. Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante la teoría del flujo de agua transitorio en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación y de usar pantallas impermeables que la aislen.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento continuo de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico tiende a abatirse espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar a las fuerzas de filtración una dirección favorable a la estabilidad de la excavación;
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo; e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua. El agua bombeada arrojada al sistema de drenaje público deberá estar libre de sedimentos y contaminantes.

7.2.3 Tablaestacas y muros colados en el lugar

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablaestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ o prefabricados. Las tablaestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el Capítulo 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser constituido por anclas horizontales instaladas en suelos firmes o muros perpendiculares colados en el lugar o prefabricados.

7.2.4 Secuencia de excavación

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

7.2.5 Protección de taludes permanentes

En el diseño de los sistemas de protección de taludes naturales o cortes artificiales permanentes, se tomará en cuenta que las deformaciones del suelo protegido deben ser compatibles con las del sistema de protección empleado. Se tomará asimismo en cuenta el efecto del peso del sistema de protección sobre la estabilidad general o local del talud durante y después de la construcción. Por otra parte, los sistemas de protección deberán incluir elementos que garanticen un drenaje adecuado y eviten el desarrollo de presiones hidrostáticas que puedan comprometer la estabilidad del sistema de protección y del propio talud.

En caso de usar anclas pasivas o activas para la estabilización del talud deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las construcciones vecinas y/o en los servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. Las anclas activas deberán analizarse e instalarse tomando en cuenta lo señalado en la sección 5.1.4. Por otra parte, se tomarán las precauciones necesarias para proteger las anclas contra corrosión, con base en pruebas que permitan evaluar la agresividad del terreno, principalmente en cuanto a resistividad eléctrica, pH, cantidad de sulfuros, sulfatos y cloruros. Se prestará particular atención a la protección de los

elementos que no se encuentran dentro del barreno y en especial en la zona del brocal (placas de apoyo, cuñas, tuercas, zona terminal del elemento tensor, etc.)

8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

En las edificaciones del Grupo A y subgrupo B1 a que se refiere el artículo 139 del Capítulo I del Título Quinto del Reglamento, deberán hacerse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones, así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a la Administración cuando ésta lo solicite y a los diseñadores de inmuebles que se construyan en predios contiguos.

En las edificaciones con peso unitario medio mayor de 40kPa (4 t/m²) o que requieran excavación de más de 2.5m de profundidad, y en las que especifique la Administración, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Posteriormente a este periodo, será obligación realizar las mediciones que señala el artículo 176 del Capítulo IX del Título Quinto del Reglamento, por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

9. CIMENTACIONES ABANDONADAS

Al demoler edificios dañados por sismo o cuya vida útil haya concluido, se tomarán las precauciones necesarias para que los elementos de cimentación dejados en el suelo no causen daños a las construcciones vecinas, a los servicios públicos o a las edificaciones que se construirán en el futuro en el mismo predio. Se tomará en cuenta que la presencia de una cimentación abandonada en un subsuelo sometido a consolidación regional tiende a generar una emersión aparente del terreno muy prolongada en el tiempo, similar a la inducida por cimentaciones sobre-compensadas, que puede causar deformaciones inaceptables en la periferia de la misma. Deberá demostrarse, a satisfacción de la Administración, que las precauciones tomadas garantizan que estos elementos de cimentación no tendrán efectos indeseables. En caso contrario, deberá procederse a su extracción y a la restitución de condiciones análogas a las del suelo natural.

10. CIMENTACIONES SOBRE RELLENOS CONTROLADOS

En ningún caso será aceptable cimentar sobre rellenos naturales o artificiales que no hayan sido colocados en condiciones controladas o estabilizados.

Será aceptable cimentar sobre terraplenes de suelos no orgánicos compactados, siempre que estos hayan sido construidos por capas de espesor no mayor de 30 cm, con control del contenido de agua y del peso volumétrico seco en las condiciones marcadas por el estudio de mecánica de suelos.

La construcción de terraplenes con suelos estabilizados con cemento u otro cementante deberá basarse en pruebas mecánicas y de intemperización realizadas en el laboratorio. Estas pruebas deberán permitir definir los porcentajes de cementante requeridos así como las condiciones de colocación y compactación. Las características de los materiales colocados en la obra deberán ser verificadas por muestreo y/o pruebas de campo en el sitio. Las propiedades del material estabilizado deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad del terraplén y de las cimentaciones que descansen sobre él a corto y a largo plazo, aun bajo el efecto de infiltraciones de agua y de otros agentes de intemperización.

Al cimentar sobre rellenos controlados, deberán revisarse los estados límites de servicio y de falla de la cimentación del terraplén, del terraplén mismo y de la propia cimentación, con base en los criterios definidos en las presentes Normas.

11. RECIMENTACIONES

La recimentación de una estructura, en su estado actual o con vista a una ampliación o remodelación de la misma, será obligatoria cuando existan evidencias observacionales o analíticas que indiquen que la cimentación en su estado actual o futuro no cumple con las presentes Normas. La recimentación o renivelación podrá ser exigida por la Administración en el caso de construcciones que hayan sido dictaminadas como inseguras y riesgosas para las construcciones vecinas y/o los servicios públicos.

Los trabajos de recimentación o de renivelación deberán basarse en un estudio estructural y de mecánica de suelos formal. En el caso de una recimentación, se verificará la adecuación de la estructuración y de la nueva cimentación. Los elementos de cimentación agregados a los existentes deberán ser precargados para asegurar su trabajo conjunto con el resto de la cimentación.

Los trabajos de recimentación o de renivelación deberán realizarse por etapas de tal forma que, en cualquier instante de la construcción y posteriormente a ella, no se ponga en peligro la seguridad ni se causen daños en la propia construcción, en las construcciones adyacentes y/o en los servicios públicos.

12. MEMORIA DE DISEÑO

Todo estudio de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones deberá incluir una memoria de diseño detallada con la información suficiente para que pueda ser fácilmente revisada. La memoria de diseño incluirá una descripción detallada de las características del subsuelo, la justificación del tipo de cimentación o recimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados, así como una exposición de los métodos de análisis usados y los resultados de las verificaciones realizadas de acuerdo con las presentes Normas en cuanto a estados límites de falla y de servicio. También incluirá una descripción clara del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicado en las presentes Normas. Se anexarán los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y de campo y otras determinaciones y análisis, las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, los cálculos realizados, así como la interacción considerada durante y después de la construcción con las cimentaciones de los inmuebles colindantes y la distancia, en su caso, dejada entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terreno con problemas especiales, y en particular los que se localicen en terrenos agrietados, sobre taludes o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria una descripción de estas condiciones y se indicará cómo éstas se tomaron en cuenta en el diseño de la cimentación.

Para el diseño de los sistemas SISMO-RESISTENTES, se sujetará a lo dispuesto en las versiones 2008 y/o 2015 del Manual de Diseño de Obras Civiles-Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad.

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE
ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.**

TÍTULO V.

NOTACION.

- A área de la sección transversal de una columna; área de la sección transversal de una viga tubular, mm² (cm²)
- A₁, A₂ áreas que intervienen en la determinación del valor de diseño de la carga de aplastamiento en concreto, mm² (cm²)
- A_a área del alma o almas de una viga o trabe armada; área de aplastamiento, mm² (cm²)
- A_{at} área de la sección transversal de un atiesador o par de atiesadores transversales en el alma de una trabe armada; área total del par de atiesadores colocados en el alma de la columna frente a uno de los patines de la viga en una conexión viga–columna, mm² (cm²)
- A_B área cargada en columnas compuestas; área cargada en un apoyo de concreto reforzado, mm² (cm²)
- A_b área nominal de la parte del vástago no roscada de un tornillo o remache, mm² (cm²)
- A_c área de concreto de una columna compuesta; área efectiva de la losa de concreto en una viga compuesta; área de la sección transversal de una columna, mm² (cm²)
- A_{ci} área de la sección transversal de la cuerda inferior de una armadura o larguero que trabaja en construcción compuesta, mm² (cm²)
- A_e área neta efectiva de la sección transversal de un miembro, mm² (cm²)
- A_{MB} área de la sección transversal del metal base (para diseño de soldaduras), mm² (cm²)
- A_n área neta de la sección transversal de un miembro, mm² (cm²)
- A_{nt}, A_{nc} áreas netas sujetas a tensión y a cortante, respectivamente, a lo largo de una trayectoria de falla, mm² (cm²)
- A_o parámetro para determinar el área efectiva de una columna de sección transversal circular hueca
- A_p área del patín comprimido de una viga o trabe armada, o de la placa de conexión, en el patín de la viga, de una unión viga–columna, mm² (cm²)
- A_r área de las barras de refuerzo longitudinal de una columna compuesta; área de las barras de refuerzo longitudinal colocadas en el ancho efectivo de la losa de una viga compuesta, mm² (cm²)
- A_s área de la sección transversal de la sección de acero de una viga compuesta; área efectiva de una soldadura, mm² (cm²)
- A_{sc} área de la sección transversal del vástago de un conector de barra con cabeza, mm² (cm²)
- A_t área total de la sección transversal de un miembro; área total de la sección transversal del elemento de acero estructural de una columna compuesta; área total de un apoyo de concreto, mm² (cm²)
- A_{tc}, A_{tt} áreas totales sometidas a cortante y tensión, respectivamente, mm² (cm²)
- a distancia entre sujetadores o entre soldaduras de un miembro armado; distancia entre atiesadores transversales en una viga o trabe armada; separación entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras que conectan los montantes de columnas armadas; profundidad de la zona de concreto de una viga compuesta que trabaja en compresión; longitud de un tramo de viga con fuerza cortante constante o casi constante; tamaño de la pierna de una soldadura de filete, mm (cm)
- a' longitud en el extremo de una cubreplaca, mm (cm)
- a_r cociente del área del alma entre el área del patín comprimido de una trabe armada
- B₁, B₂ factores de amplificación de momentos para diseño de piezas flexocomprimidas
- b ancho total de un elemento plano comprimido; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; ancho del patín de una sección I o H, mm (cm)
- b_c ancho del patín de una columna, mm (cm)
- b_e ancho efectivo de elementos planos comprimidos que forman parte de secciones tipo 4; ancho efectivo de una losa de concreto que trabaja en construcción compuesta, mm (cm)
- C coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de una barra en flexión o en flexocompresión
- C₁ incremento de la distancia al borde en agujeros sobredimensionados o alargados, mm
- C₁, C₂, C₃ coeficientes numéricos que se utilizan en la determinación de la resistencia de columnas compuestas
- C_a constante de torsión por alabeo, mm⁶ (cm⁶)

- C_f fuerza de compresión en la losa de concreto de una sección compuesta correspondiente a trabajo compuesto completo, N (kg)
- C_r resistencia en compresión, factorizada, de la parte del área de acero de una viga compuesta, que trabaja en compresión, N (kg)
- C_r coeficiente que se define en la sección 3.7.5
- C_r' resistencia en compresión de la parte del área de concreto de una viga compuesta que trabaja en compresión, N (kg)
- C_v coeficiente que interviene en el cálculo del área de atiesadores de travesaños armados
- D diámetro exterior de un tubo, mm (cm)
- D_a coeficiente que interviene en el cálculo del área de atiesadores de travesaños armados
- d ancho de una placa; peralte de una sección; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; distancia entre centros de montantes de una columna armada; diámetro nominal de un remache o tornillo; diámetro del rodillo o mecedora de un apoyo libre, mm (cm)
- d_c peralte del alma de una sección I o H, medido entre los puntos donde comienzan las curvas o las soldaduras que la unen con los patines; peralte total de una columna, mm (cm)
- d_v peralte total de una viga, mm (cm)
- E módulo de elasticidad del acero (200 000 MPa, 2 040 000 kg/cm²)
- E_c módulo de elasticidad del concreto, MPa (kg/cm²)
- E_m módulo de elasticidad modificado que se emplea en el cálculo de la resistencia de columnas compuestas, MPa (kg/cm²)
- EXXXX clasificación de un electrodo para soldadura manual con electrodo recubierto
- e, e' brazos de palanca de una viga compuesta, mm (cm)
- F_C factor de carga
- F_{EXX} clasificación de un electrodo para soldadura al arco eléctrico, MPa (kg/cm²)
- F_e esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión o flexotorsión, MPa (kg/cm²)
- F_{ex}, F_{ey}, F_{ez} esfuerzos críticos de pandeo elástico por flexión o por torsión, MPa (kg/cm²)
- F_{MB} resistencia nominal del metal base (para diseño de soldaduras), MPa (kg/cm²)
- F_{my} esfuerzo de fluencia modificado que se emplea en el cálculo de la resistencia de columnas compuestas, MPa (kg/cm²)
- F_n esfuerzo crítico de pandeo nominal de un miembro completo, MPa (kg/cm²)
- F_n resistencia nominal, N (kg)
- F_R factor de reducción de la resistencia
- F_{RC} factor de reducción de la resistencia del concreto
- F_s resistencia nominal del metal de un electrodo; resistencia nominal de una soldadura de filete, MPa (kg/cm²)
- F_t esfuerzo nominal de tensión en tornillos o remaches en juntas por aplastamiento, MPa (kg/cm²)
- F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, MPa (kg/cm²)
- F_v resistencia nominal al cortante de tornillos en conexiones de deslizamiento crítico, MPa (kg/cm²)
- F_y valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, MPa (kg/cm²)
- F_{yc} esfuerzo de fluencia del acero de una columna, MPa (kg/cm²)
- F_{ye} esfuerzo de fluencia esperado, MPa (kg/cm²)
- F_{yr} esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal de una columna compuesta, o de las barras de refuerzo longitudinal colocadas en el ancho efectivo de la losa de una viga compuesta, MPa (kg/cm²)
- F_{yv} esfuerzo de fluencia del acero de una viga, MPa (kg/cm²)
- f esfuerzo de compresión en un elemento plano, MPa (kg/cm²)
- f_a esfuerzo normal en una columna, producido por la fuerza axial de diseño, MPa (kg/cm²)
- f_c' resistencia especificada del concreto en compresión, MPa (kg/cm²)
- f_c'' esfuerzo de compresión en el concreto de una viga compuesta en flexión positiva, MPa (kg/cm²)
- f_c^* resistencia nominal del concreto en compresión, MPa (kg/cm²)

- f_v esfuerzo cortante en el área nominal del vástago de un tornillo o remache, producido por cargas de diseño, MPa (kg/cm²)
- G módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero (77 200 MPa, 784 000 kg/cm²)
- g separación transversal centro a centro entre agujeros para tornillos o remaches (gramil), mm (cm)
- g aceleración de la gravedad, m/s²
- H constante que interviene en el cálculo de la resistencia al pandeo elástico por torsión o flexotorsión de una columna
- H_s longitud de un conector soldado, mm (cm)
- h peralte del alma de una viga o trabe armada (distancia libre entre patines, en secciones hechas con placas soldadas, y distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión de alma y patines en secciones laminadas); distancia entre centroides de los elementos individuales que forman un miembro armado en compresión, mm (cm)
- h_c peralte del alma de una columna, medido entre los puntos donde se inician las curvas (o las soldaduras) que la unen con los patines, mm (cm)
- h_r altura nominal de las nervaduras de una lámina acanalada, mm (cm)
- I índice de estabilidad de un entrepiso
- I, I_x, I_y momentos de inercia, mm⁴ (cm⁴)
- I_a momento de inercia de la sección de acero de una viga compuesta, mm⁴ (cm⁴)
- I_a' momento de inercia de una armadura, reducido por flexibilidad del alma, mm⁴ (cm⁴)
- I_{ef} momento de inercia efectivo de una viga parcialmente compuesta, mm⁴ (cm⁴)
- I_t' momento de inercia de una armadura compuesta, reducido por flexibilidad del alma, mm⁴ (cm⁴)
- I_{tr} momento de inercia de una sección compuesta transformada no agrietada, mm⁴ (cm⁴)
- J constante de torsión de Saint Venant, mm⁴ (cm⁴)
- K, K_x, K_y, K_z factores de longitud efectiva de columnas
- KL longitud efectiva de una columna, mm (cm)
- KL/r relación de esbeltez de una columna
- $(KL/r)_e, (KL/r)_o, (KL/r)_i$ relaciones de esbeltez necesarias para determinar la resistencia de un miembro armado en compresión
- k coeficiente que interviene en el cálculo de la resistencia al cortante de almas de vigas y trabes armadas; coeficiente de pandeo de placas
- k distancia de la cara exterior del patín a la terminación de la curva o de la soldadura de unión con el alma, mm (cm)
- L longitud libre de una columna entre secciones soportadas lateralmente; longitud de una conexión en la dirección de la carga; longitud libre de un miembro en tensión; distancia entre secciones de una viga soportadas lateralmente; altura de un entrepiso; longitud de una soldadura; claro de una viga, mm (cm)
- L_c longitud de una canal utilizada como conector de cortante en construcción compuesta; distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero para un tornillo y el borde del agujero adyacente, o del material, mm (cm)
- L_p longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso, mm (cm)
- L_r longitud no soportada lateralmente de un miembro en flexión que separa los intervalos de aplicación de las ecuaciones 3.22 y 3.23, mm (cm)
- L_u longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico M_p ; no se exige capacidad de rotación, mm (cm)
- L_x, L_y, L_z longitudes libres de una columna para pandeo por flexión o torsión, mm (cm)
- l longitud de una soldadura; longitud de aplastamiento, mm (cm)
- L/r relación de esbeltez de un miembro en tensión; relación de esbeltez de atiesadores colocados en puntos de trabes armadas en los que haya fuerzas concentradas
- M momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de una carga concentrada (para el cálculo de conectores de cortante); momento de diseño de un montante de una columna armada, N-mm (kg-cm)
- M_1 el menor de los momentos en los extremos de un tramo no soportado lateralmente de una viga o columna flexocomprimida, N-mm (kg-cm)

- M_2 el mayor de los momentos en los extremos de un tramo no soportado lateralmente de una viga o columna flexocomprimida, N-mm (kg-cm)
- M_D momento flexionante de diseño, N-mm (kg-cm)
- M_{in} momento resistente de diseño aproximado de una sección H flexionada alrededor del eje X, N-mm (kg-cm)
- $M_{m\acute{a}x}$ momento flexionante máximo, positivo o negativo, para el cálculo de los conectores de cortante, N-mm (kg-cm)
- M_n momento resistente nominal de una sección compuesta, N-mm (kg-cm)
- M_{ou} momento máximo entre apoyos de un miembro flexocomprimido sobre el que actúan cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, N-mm (kg-cm)
- M_p momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión, N-mm (kg-cm)
- M_{pv} momento plástico resistente nominal de una viga, N-mm (kg-cm)
- M_{px}, M_{py} momentos plásticos resistentes nominales de una sección para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, N-mm (kg-cm)
- M_R resistencia de diseño en flexión, N-mm (kg-cm)
- M_R' momento resistente de una trabe armada reducido por esbeltez del alma, N-mm (kg-cm)
- M_t momento resistente de diseño de la sección de acero de una viga compuesta, N-mm (kg-cm)
- M_{RC} momento resistente de diseño de una sección compuesta con la losa en compresión, N-mm (kg-cm)
- M_{RX}, M_{RY} resistencias de diseño en flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de columnas flexocomprimidas de sección transversal tipo 3 ó 4, N-mm (kg-cm)
- M_{ii} momento de diseño en el extremo de una columna producido por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos, N-mm (kg-cm)
- M_{ip} momento de diseño en el extremo de una columna producido por cargas que ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos, N-mm (kg-cm)
- M_u momento resistente nominal de una sección de un miembro en flexión, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, N-mm (kg-cm)
- M_{uox}, M_{uoy} momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales extremas de una barra flexocomprimida; momentos de diseño en la sección considerada de una barra en flexotensión, N-mm (kg-cm)
- M_{uox}^*, M_{uoy}^* momentos de diseño amplificados que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales de una barra flexocomprimida o en flexotensión, N-mm (kg-cm)
- M_y momento nominal correspondiente a la iniciación de la fluencia en una sección (sin considerar esfuerzos residuales), N-mm (kg-cm)
- N número de conectores de cortante colocados entre las secciones de momento máximo y momento nulo
- N longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica una carga concentrada en una viga, mm (cm)
- N_b número de tornillos que resisten una fuerza de tensión que reduce el apriete en una conexión de deslizamiento crítico
- N_r número de conectores en una nervadura en la intersección con la viga de soporte
- N_s número de planos de deslizamiento en una conexión de deslizamiento crítico
- n coeficiente en la expresión para determinar la resistencia de diseño de miembros comprimidos; número de planos paralelos en los que están colocados los montantes de columnas armadas; número de conectores de cortante necesarios entre una sección de momento máximo y otra de momento nulo; relación entre los módulos de elasticidad del acero y el concreto
- P fuerza de compresión en una columna, N (kg)
- P_E carga crítica nominal de pandeo elástico, N (kg)
- P_{EX}, P_{EY} cargas críticas nominales de pandeo elástico alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, N (kg)
- P_p valor nominal de la carga de aplastamiento en un apoyo de concreto, N (kg)
- P_u fuerza axial de diseño que obra en una columna comprimida axialmente o flexocomprimida; fuerza axial de diseño en una barra en flexotensión; fuerza axial de diseño en una barra en tensión, N (kg)

P_{uc} fuerza axial de compresión de diseño en una columna, N (kg)
 P_y fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material, N (kg)
 Q factor de comportamiento sísmico
 Q_n resistencia nominal de un conector de cortante, N (kg)
 R resistencia de diseño de remaches, tornillos y barras roscadas, N (kg)
 R parámetro para determinar el área efectiva de una columna de sección transversal circular hueca
 R radio de una barra o placa doblada en la que se deposita soldadura, mm (cm)
 R_c resistencia de diseño de un elemento estructural en compresión axial, N (kg)
 R_f factor de reducción de la resistencia de un conector de cortante
 R_N resistencia nominal en flexión de un patín con carga lineal; resistencia nominal del alma de una sección I o H, N (kg)
 R_n resistencia nominal por aplastamiento, N (kg)
 R_{nc} resistencia nominal en compresión de una columna compuesta, N (kg)
 R_t resistencia de diseño de un elemento estructural en tensión, N (kg)
 R_V resistencia nominal en cortante del alma de una sección sujeta a fuerzas cortantes, o a fuerzas axiales y cortantes, N (kg)
 R_y factor de modificación del esfuerzo nominal de fluencia
 r, r_x, r_y radios de giro, mm (cm)
 r_i radio de giro mínimo de un elemento individual de un miembro armado en compresión, mm (cm)
 r_o radio polar de giro, mm (cm)
 r_{str} resistencia nominal de diseño al deslizamiento por tornillo, N (kg)
 S módulo de sección elástico, mm^3 (cm^3)
 S_a módulo de sección del perfil de acero de una sección compuesta, referido a su patín en tensión, mm^3 (cm^3)
 S_e módulo de sección elástico efectivo de secciones cuyo patín comprimido es tipo 4, mm^3 (cm^3)
 S_{ef} módulo de sección efectivo de una viga en construcción compuesta parcial, referido al patín en tensión de la viga de acero, mm^3 (cm^3)
 S_{tr} módulo de sección de una sección compuesta no agrietada transformada, referido al patín en tensión de la viga de acero, mm^3 (cm^3)
 s separación longitudinal centro a centro entre agujeros consecutivos, para tornillos o remaches, en la dirección en que se transmiten las fuerzas (paso), mm (cm)
 T fuerza de tensión, de servicio, en un tornillo de una conexión de deslizamiento crítico, N (kg)
 T_b fuerza de pretensión en un tornillo de alta resistencia, N (kg)
 T_r resistencia en tensión, factorizada, de la parte del área de acero de una viga compuesta que trabaja en tensión, N (kg)
 T_u fuerza de tensión que reduce el apriete en una conexión de deslizamiento crítico, N (kg)
 t grueso de un elemento plano; grueso de la pared de una sección circular hueca; grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso total del alma en una junta viga–columna; grueso de una losa de concreto que trabaja en construcción compuesta; grueso de una placa de relleno; grueso de la parte conectada crítica en una junta atornillada, mm (cm)
 t_a grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso del alma de una canal utilizada como conector de cortante, mm (cm)
 t_c grueso del alma de una columna, mm (cm)
 t_p grueso del patín de una canal utilizada como conector de cortante; grueso del patín de una sección I o H, mm (cm)
 t_{pc} grueso del patín de una columna, mm (cm)
 U coeficiente de reducción del área; se utiliza para calcular el área neta efectiva
 V fuerza cortante de diseño de los montantes de una columna armada, N (kg)
 V_D fuerza cortante de diseño, N (kg)
 V_N resistencia nominal al cortante, N (kg)
 V_R resistencia de diseño al cortante, N (kg)

- V_u fuerza que se introduce en una columna compuesta, N (kg)
- V_u' fuerza que debe transmitirse por medio de conectores de cortante en una columna compuesta, N (kg)
- w_r ancho medio de las nervaduras de una lámina acanalada, mm (cm)
- X_r, X_u coeficientes que se utilizan para determinar las longitudes L_u y L_r de vigas en flexión
- \bar{x} excentricidad de una conexión, mm (cm)
- x_o, y_o coordenadas del centro de torsión de una sección respecto a sus ejes centroidales y principales, mm (cm)
- Y cociente del esfuerzo de fluencia del acero del alma de una trabe armada entre el esfuerzo de fluencia del acero de los atiesadores
- y distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de una sección compuesta, mm (cm)
- Z módulo de sección plástico, mm^3 (cm^3)
- Z_c módulo de sección plástico de una columna, mm^3 (cm^3)
- Z_v módulo de sección plástico de una viga, mm^3 (cm^3)
- Z_x, Z_y módulos de sección plástico para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, mm^3 (cm^3)
- α parámetro que interviene en la determinación de la resistencia de un miembro armado en compresión
- β factor de reducción de la longitud de una soldadura de filete
- Δ, Δ_{oH} desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan un entrepiso, mm (cm)
- δ deflexión de un punto del eje de una columna deformada, medida respecto a la recta que une sus extremos, mm (cm)
- δ_o deflexión máxima entre apoyos en un miembro flexocomprimido cuyos extremos no se desplazan linealmente, sobre el que actúan cargas transversales, mm (cm)
- ϵ_f deformación unitaria del concreto producida por la contracción libre
- ζ cociente del diámetro de un conector de cortante entre el grueso del material al que se suelda
- θ ángulo entre la línea de acción de una fuerza y el eje longitudinal de una soldadura de filete, grados
- λ parámetro de esbeltez de una columna; parámetro que se usa para determinar el ancho efectivo de elementos planos comprimidos de paredes delgadas
- λ_e parámetro de esbeltez de una columna que falla por torsión o flexotorsión
- μ coeficiente de deslizamiento medio
- ρ parámetro que se usa para determinar el ancho efectivo de elementos planos comprimidos de paredes delgadas
- ΣH fuerza cortante de diseño en un entrepiso (suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima de él), N (kg)
- ΣM_{pc}^* suma de momentos en las columnas que concurren en un nudo, N-mm (kg-cm)
- ΣM_{py}^* suma de momentos en las vigas que concurren en un nudo, N-mm (kg-cm)
- ΣP_u fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración; incluye cargas muertas y vivas (suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso), N (kg)
- ΣQ_n suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre las secciones de momento máximo y momento nulo, N (kg)
- τ cociente del diámetro del conector de cortante entre el grueso del material al que se suelda
- Ψ factor que interviene en el cálculo de C de miembros flexocomprimidos en los que obran cargas transversales intermedias.

CAPITULO I.

CONSIDERACIONES GENERALES.

1.1 Alcance

En estas Normas se incluyen disposiciones para diseño y construcción de estructuras de acero para edificios urbanos y fabriles. Para puentes, tanques, torres para antenas, estructuras industriales no convencionales, y otras estructuras especiales, o de características poco comunes, pueden necesitarse reglas o recomendaciones adicionales.

1.2 Unidades

En las ecuaciones y expresiones que aparecen en estas Normas deben utilizarse las unidades siguientes, que corresponden al sistema internacional (SI):

Fuerza	N (newtons)
Longitud	mm (milímetros)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascales)

Siempre que es posible, las ecuaciones están escritas en forma adimensional; cuando no lo es, junto a las expresiones en sistema internacional se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en sistema métrico decimal usual; en ese caso, las unidades son

Fuerza	kg (kilogramos)
Longitud	cm (centímetros)
Momento	kg-cm
Esfuerzo	kg/cm ²

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

Las unidades que se mencionan aquí son las básicas de los dos sistemas; sin embargo, no se pretende prohibir el uso de otras unidades empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema métrico usual puede ser preferible expresar las longitudes en m, las fuerzas en t y los momentos en t-m.

1.3 Materiales

Los aceros que pueden utilizarse en estructuras diseñadas de acuerdo con estas Normas, así como los remaches, tornillos, conectores de cortante, metales de aportación y fundentes para soldadura, son los que se indican en las

secciones 1.3.1 a 1.3.7. Pueden utilizarse otros materiales y productos, diferentes de los indicados, si son aprobados por el diseñador y la Administración. La aprobación puede basarse en especificaciones publicadas que establezcan las propiedades y características del material o producto, que lo hacen adecuado para el uso que se le pretende dar, o en ensayos realizados en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

En los Capítulos 5 (Conexiones) y 6 (Estructuras dúctiles) se incluyen recomendaciones adicionales.

Los valores del esfuerzo de fluencia, F_y , y de ruptura en tensión, F_u , que se utilizarán en el diseño, serán los mínimos especificados en la norma correspondiente. No se emplearán en el diseño los valores reportados en certificados de ensayos de los productos laminados.

1.3.1 Acero estructural

B-254 (ASTM A36) Acero estructural.

B-99 (ASTM A529) Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 290 MPa (2 950 kg/cm²).

B-282 (ASTM A242) Acero estructural de baja aleación y alta resistencia.

B-284 (ASTM A572) Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso–vanadio.

(ASTM A588) Acero estructural de alta resistencia y baja aleación de hasta 100 mm de grueso, con límite de fluencia mínimo de 345 MPa (3 515 kg/cm²).

(ASTM A913) Perfiles de acero de alta resistencia y baja aleación, de calidad estructural, producidos por un proceso de tratamiento térmico especial.

(ASTM A992) Acero estructural para perfiles H laminados para uso en edificios.

B-177 (ASTM A53, grado B) Tubos de acero, con o sin costura.

B-199 (ASTM A500) Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en frío, con o sin costura, de sección circular o de otras formas.

B-200 (ASTM A501) Tubos de acero al carbono para usos estructurales, formados en caliente, con o sin costura.

En la tabla 1.1 se indican los valores de los esfuerzos F_y y F_u de los aceros listados arriba.

Tabla 1.1 Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales

Nomenclatura		F_y ⁽³⁾		F_u ⁽⁴⁾	
NMX ¹	ASTM ²	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
B-254	A36	250	2 530	400 a 550	4 080 a 5 620
B-99	A529	290	2 950	414 a 585	4 220 a 5 975
B-282	A242	290	2 950	435	4 430
		320	3 235	460	4 710
		345	3 515	485	4 920

B-284	A572	290	2 950	414	4 220
		345	3 515	450	4 570
		414	4 220	515	5 270
		450	4 570	550	5 620
A992	345	3 515	450 a	4 570 a	
			620	6 330	
B-177	A53	240	2 460	414	4 220
B-199	A500 ⁽⁵⁾	320	3 235	430	4 360
B-200	A501	250	2 530	400	4 080
	A588	345 ⁽⁶⁾	3 515 ⁽⁶⁾	483 ⁽⁶⁾	4 920 ⁽⁶⁾
	A913	345 a	3 515 a	448 a	4 570 a
		483 ⁽⁷⁾	4 920 ⁽⁷⁾	620 ⁽⁷⁾	6 330 ⁽⁷⁾

1 Norma Mexicana

2 American Society for Testing and Materials.

3 Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material.

4 Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión. Cuando se indican dos valores, el segundo es el máximo admisible.

5 ASTM especifica varios grados de acero A500, para tubos circulares y rectangulares.

6 Para perfiles estructurales; para placas y barras, ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material.

7 Depende del grado; ASTM especifica grados 50, 60, 65 y 70.

La dirección en que se laminan los perfiles y placas es la de mayor interés en el diseño de las estructuras, por lo que el esfuerzo de fluencia en esa dirección, determinado por medio de ensayos estándar de tensión, es la propiedad mecánica que decide, en la mayoría de los casos, el tipo de acero que ha de emplearse. Sin embargo, otras propiedades mecánicas, tales como anisotropía, ductilidad, tenacidad, facilidad de formado en frío, resistencia a la corrosión, pueden ser también importantes para el comportamiento correcto de algunas estructuras. Cuando éste sea el caso, habrá que remitirse a la literatura especializada para obtener la información que permita escoger el material más adecuado.

1.3.2 Remaches

ASTM A502 Remaches de acero estructural; esta especificación incluye tres grados:

Grado 1 Remaches de acero al carbón para uso general;

Grado 2 Remaches de acero al carbono–manganeso, para uso con aceros; y

Grado 3 Semejante al Grado 2, pero con resistencia a la corrosión mejorada.

La certificación del fabricante constituye evidencia suficiente de conformidad con la norma.

1.3.3 Tornillos

H-118 (ASTM A307) Sujetadores de acero al carbono con rosca estándar exterior ($F_u = 414 \text{ MPa}$; $4 220 \text{ kg/cm}^2$).

H-124 (ASTM A325) Tornillos de alta resistencia para conexiones entre elementos de acero estructural [$F_u = 830 \text{ MPa}$ ($8\,440 \text{ kg/cm}^2$) para diámetros de 13 a 25 mm ($1/2$ a 1 pulg.), $F_u = 725 \text{ MPa}$ ($7\,380 \text{ kg/cm}^2$) para diámetros de 29 y 38 mm ($1\,1/8$ y $1\,1/2$ pulg.)].

H-123 (ASTM A490) Tornillos de acero aleado tratado térmicamente para conexiones entre elementos de acero estructural ($F_u = 1\,035 \text{ MPa}$, $10\,550 \text{ kg/cm}^2$).

1.3.4 Metales de aportación y fundentes para soldadura

H-77 (AWS A5.1) Electrodo de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.

H-86 (AWS A5.5) Electrodo de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.

H-108 (AWS A5.17) Electrodo desnudo de acero al carbono y fundentes para soldadura por arco eléctrico sumergido.

H-97 (AWS A5.18) Metales de aporte de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico protegido con gas.

H-99 (AWS A5.20) Electrodo de acero al carbono para el proceso de soldadura por arco eléctrico con electrodo tubular continuo.

1.3.5 Conectores de cortante de barra con cabeza para construcción compuesta

Los conectores de cortante de barra con cabeza que se utilizan en la construcción compuesta (sección 3.6) deben fabricarse con barras que cumplan los requisitos de ASTM A108, "Especificación para barras de acero al carbón, terminadas en frío, de calidad estándar, grados 1010 a 1020".

Las propiedades mecánicas principales de los conectores son:

F_y 345 MPa ($3\,515 \text{ kg/cm}^2$) (correspondiente a una deformación permanente de 0.2 por ciento)

F_u 414 MPa ($4\,220 \text{ kg/cm}^2$)

Elongación en 50 mm 20 por ciento, mínimo

Reducción de área 50 por ciento, mínimo

Las nomenclaturas B-XX o B-XXX y H-XX o H-XXX designan normas elaboradas por el Comité Técnico de Normalización de la Industria Siderúrgica, oficializadas por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial; entre paréntesis se han indicado las normas correspondientes de la Sociedad Americana de Ensayes y Materiales (ASTM) y de la Sociedad Americana de la Soldadura (AWS).

1.3.6 Identificación

La especificación, incluyendo tipo o grado, en su caso, a que pertenecen los materiales o productos, se identificará de alguna de las maneras siguientes:

- a) Por medio de certificados proporcionados por el laminador o fabricante, debidamente correlacionados con el material o producto al que pertenecen; o

- b) Por medio de marcas legibles en el material o producto, hechas por el laminador o fabricante, de acuerdo con la especificación correspondiente.

1.3.7 Acero estructural no identificado

Con la aprobación del diseñador, puede utilizarse acero estructural no identificado en miembros o detalles poco importantes, en los que las propiedades físicas precisas y la soldabilidad del acero no afecten la resistencia de la estructura.

1.4 Criterios de diseño

El dimensionamiento de las estructuras y de los elementos que las componen se efectuará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título Quinto del Reglamento y en estas Normas.

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que actúe en ella (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento de torsión) o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que el o los valores de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el factor de resistencia F_R correspondiente. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen, en general, multiplicando por el factor de carga F_C correspondiente los valores de las fuerzas y momentos internos calculados bajo acciones nominales.

En los casos en que los efectos geométricos de segundo orden influyan significativamente en la respuesta de la estructura, las fuerzas y momentos internos de diseño deben obtenerse multiplicando las acciones nominales por los factores de carga antes de efectuar el análisis, el que se lleva a cabo con las acciones nominales factorizadas.

Además de los estados límite de falla, deben revisarse también los estados límite de servicio; es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformaciones, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

1.5 Tipos de estructuras y métodos de análisis

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección. Cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta también los efectos producidos por otras acciones.

Pueden utilizarse estructuras de alguno de los dos tipos básicos que se describen a continuación. En cada caso particular el análisis, diseño, fabricación y montaje deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al del tipo elegido. Debe prestarse particular atención al diseño y construcción de las conexiones.

Las estructuras tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Las conexiones deben satisfacer todos los requisitos aplicables de la sección 5.8.

Las estructuras tipo 2 son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados. En el análisis se ignoran las restricciones a las rotaciones.

Las estructuras tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o plásticos; estos últimos son aplicables cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

- a) El valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero, F_y , no es mayor que el 80 por ciento de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , ni que 440 MPa (4 500 kg/cm²).
- b) La curva carga–deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso. Para ello, debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento correspondiente a la ruptura no debe ser menor de 20 por ciento.
- c) Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo 1 ó 2 (sección 2.3.1), cuando los efectos sísmicos no son críticos, y de las secciones tipo 1 cuando sí lo son.
- d) Los miembros están contraventeados lateralmente de acuerdo con los requisitos de la sección 3.3.2.1.
- e) Se colocan atiesadores dobles, en los dos lados del alma, en las secciones de los miembros que reciben cargas concentradas en las que aparezcan articulaciones plásticas en el eventual mecanismo de colapso.
- f) Ninguno de los miembros de la estructura que interviene en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionado por cargas de impacto, bajas temperaturas u otros factores.
- g) Se cumplen las condiciones indicadas en las secciones 1.5.1.2 y 1.5.1.3 para estructuras diseñadas plásticamente.

En las estructuras tipo 1 analizadas elásticamente se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, y de manera que ningún momento se reduzca en valor absoluto en más de 30 por ciento en vigas que cumplan con los requisitos para secciones tipo 1 ó 2 de la sección 2.3 y cuyo patín comprimido esté soportado lateralmente en forma continua, o esté provisto de soportes laterales con separaciones no mayores que L_p (ecuaciones 3.33 y 3.34) en zonas de formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15 por ciento en vigas tipo 3 provistas del soporte lateral mencionado arriba y en columnas tipo 1, 2 ó 3.

No se permite ninguna redistribución de momentos en vigas o columnas tipo 4.

Las estructuras tipo 2 pueden usarse en elementos secundarios, y se aceptan en la estructura principal si se utilizan muros, contraventeos, marcos rígidos, o una combinación de ellos que junto con las losas u otros diafragmas horizontales proporcionen a la construcción en conjunto rigidez lateral adecuada y capacidad para resistir las fuerzas horizontales que puedan obrar sobre ella.

Si se conocen las características de resistencia, rigidez y ductilidad de conexiones comprendidas entre las correspondientes a los dos tipos de estructuras mencionadas arriba, esas características pueden incorporarse en el análisis y diseño. Estas conexiones, "parcialmente restringidas", pueden usarse en la estructura principal de edificios cuya altura no exceda de ocho pisos o 30 m, o de altura mayor, si se complementan con muros, contraventeos, marcos rígidos, o una combinación de ellos.

Las características de las conexiones parcialmente restringidas deben estar documentadas en la literatura; en caso contrario, se establecerán con métodos analíticos o experimentales.

1.5.1 Métodos de análisis de estructuras tipo 1

En el diseño de estructuras tipo 1 se tendrán en cuenta los efectos geométricos de segundo orden ($P-\Delta$).

Si el diseño de la estructura se basa en un análisis plástico, las resistencias necesarias se determinarán por medio de un análisis plástico de segundo orden, que deberá satisfacer los requisitos de la sección 1.5.

Cuando las fuerzas y momentos internos de diseño se obtengan por medio de un análisis elástico, éste será de segundo orden, y en él se tomarán en cuenta, como mínimo, los incrementos de las acciones internas producidas por las cargas verticales al actuar sobre la estructura deformada lateralmente y, cuando sean significativos, los efectos de la plastificación parcial de la estructura.

Los factores que no se consideran en el análisis se incluyen, de manera indirecta, en las fórmulas de diseño, por lo que los métodos de diseño de elementos flexocomprimidos dependen del tipo de análisis que se haya efectuado. La dificultad del diseño está, en general, en razón inversa a la precisión del análisis.

1.5.1.1 Análisis elástico de segundo orden

El análisis elástico de las estructuras debe incluir los efectos que ocasionan las cargas gravitacionales al obrar sobre la estructura deformada lateralmente (efecto $P-\Delta$); las deformaciones laterales pueden deberse a acciones horizontales, a asimetrías en la estructura o en las cargas verticales que obran sobre ella, o a una combinación de ambos factores. Deben tenerse en cuenta, también, las fuerzas ficticias horizontales que se indican en la sección 3.4.2. Los efectos mencionados deben determinarse, de preferencia, con un análisis de segundo orden.

Como una alternativa, los efectos elásticos de segundo orden de estructuras regulares pueden evaluarse como se indica a continuación.

Una manera aproximada de calcular los momentos de segundo orden en los extremos de las columnas de marcos regulares (para las condiciones de regularidad, ver la sección 3.4) cuyo diseño queda regido por la combinación de cargas verticales y horizontales, consiste en evaluar por separado los momentos producidos por los dos tipos de cargas, utilizando métodos de análisis convencional de primer orden, y en obtener los momentos finales como sigue:

Momentos de diseño en los extremos de las columnas:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (1.1)$$

Momentos de diseño en la zona central de la columna:

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + B_2 M_{tp}) \quad (1.2)$$

M_{ti} y M_{tp} son los momentos de diseño en los extremos de la columna producidos, respectivamente, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos y por acciones que sí ocasionan esos desplazamientos. En éstas, deben incluirse los efectos de las fuerzas ficticias horizontales que se describen en la sección 3.4.2.

Con la ecuación 1.1 se obtienen los momentos en los extremos, que incluyen el efecto P- Δ , y con la ecuación 1.2 se determinan los momentos en la zona central de la columna, amplificados por efecto P- δ cuando éste es significativo. El efecto P- δ se debe a que la fuerza normal deja de estar aplicada a lo largo del eje de la columna al deformarse ésta entre sus extremos.

En general, los momentos M_{ti} son producidos por cargas verticales y los M_{tp} por acciones horizontales, de viento o sismo, y por las fuerzas horizontales ficticias de la sección 3.4.2, aunque las cargas verticales pueden ocasionar momentos M_{tp} significativos en estructuras muy asimétricas en geometría o cargas.

En marcos que forman parte de estructuras que tienen rigidez suficiente, propia o proporcionada por su interacción con contraventeos o muros de cortante, para que puedan despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso (ver inciso 2.2.2.b), desaparece el término $B_2 M_{tp}$ de las ecuaciones 1.1 y 1.2, y los momentos M_{ti} son la suma de los producidos por las acciones verticales y horizontales.

Las estructuras pueden estar adecuadamente contraventeadas en una sola dirección, en cuyo caso los momentos de diseño se evaluarán de manera diferente en cada una de las direcciones.

Los factores de amplificación de los momentos, B_1 y B_2 , se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}} \quad (1.3)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - I} \quad (1.4)$$

o

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_{E2} / Q}} \quad (1.5)$$

Siempre que sea posible, se recomienda que B_2 se calcule con la ecuación 1.4.

$P_{E1} = A_t \pi^2 E / (KL/r)^2$ carga crítica de pandeo elástico de la columna que se está diseñando. Se calcula con un coeficiente K menor o igual que 1.0, que corresponde a columnas cuyos extremos no se desplazan lateralmente, aún en los casos en que existen esos desplazamientos;

$P_{E2} = A_t \pi^2 E / (KL/r)^2$ donde el coeficiente K corresponde a marcos sin contraventeo; la suma comprende todas las columnas del entrepiso en consideración;

L longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión;

r radio de giro correspondiente;

K factor de longitud efectiva en el plano de la flexión;

P_u fuerza axial de diseño en la columna en consideración;

ΣP_u suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso en consideración;

I índice de estabilidad del entrepiso definido en el inciso 2.2.2.b;

F_R factor de resistencia que se toma igual a 0.9;

Q factor de comportamiento sísmico, definido en el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En diseño por viento se toma $Q = 1.0$; y

C coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante; se calcula como sigue:

- a) Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que no obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios

$C = 0.6 + 0.4 M_1/M_2$, para tramos que se flexionan en curvatura simple.

$C = 0.6 - 0.4 M_1/M_2$, para tramos que se flexionan en curvatura doble.

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración (puede ser la columna completa o una parte de ella, entre puntos soportados lateralmente), tomados en valor absoluto.

- b) Miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, independientemente de que haya o no momentos en sus extremos (en esta categoría se incluyen las cuerdas comprimidas de armaduras sujetas a cargas transversales aplicadas entre los nudos, y las columnas con cargas transversales entre los apoyos):

$$C = 1 + \Psi \frac{P_u}{P_E} \quad (1.6)$$

donde

$$\Psi = \frac{\pi^2 \delta_o E I}{M_{ou} L^2} - 1 \quad (1.7)$$

I momento de inercia alrededor de un eje normal al plano del flexión;

δ_o y M_{ou} deflexión máxima y momento máximo entre apoyos, debidos a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, cuando éstos son diferentes de cero.

En lugar de calcular C como se acaba de describir, pueden usarse los valores siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente, $C = 0.85$; si no lo están, $C = 1.0$.

Las ecuaciones 1.1 a 1.7 son aplicables para flexión alrededor de cualquiera de los ejes centroidales y principales, X y Y , de las secciones transversales de las columnas.

Todas las fuerzas internas y, en especial, los momentos en las trabes, deben incrementarse de manera que se satisfaga el equilibrio con los momentos amplificados en las columnas.

1.5.1.2 Marcos contraventeados

El sistema vertical de contraventeo de una construcción de varios pisos, debe ser adecuado para:

- a) Evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño; y
- b) Conservar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales (efecto $P-\Delta$), bajo cargas verticales y horizontales de diseño.

Si el edificio está provisto de muros de cortante ligados a los marcos por medio de losas de concreto u otros sistemas de piso de rigidez y resistencia adecuadas, esos muros de cortante forman parte del sistema vertical de contraventeo.

En estructuras diseñadas plásticamente, las fuerzas axiales en los miembros de los marcos contraventeados, producidas por las fuerzas verticales y horizontales de diseño, no deben exceder de $0.85P_y$, donde P_y es el producto del área de la sección transversal del miembro por el esfuerzo de fluencia del acero.

Las vigas incluidas en el sistema vertical de contraventeo se diseñarán como elementos flexocomprimidos, teniendo en cuenta las fuerzas de compresión axial originadas por las cargas horizontales.

1.5.1.3 Marcos sin contraventeo

La resistencia de los marcos que forman parte de edificios carentes de contraventeo y de muros de cortante se determina con un análisis racional que debe incluir los efectos producidos por desplazamientos laterales de los niveles (efecto $P-\Delta$) y por la deformación axial de las columnas, cuando sea significativa.

Los marcos deben ser estables bajo cargas verticales de diseño y bajo la combinación de éstas y las fuerzas horizontales de diseño. En estructuras diseñadas plásticamente, la fuerza axial de las columnas, producida por solicitaciones de diseño, no excederá de $0.75P_y$.

Cuando en la estructura haya columnas en las que las vigas se apoyen por medio de uniones que no transmitan momento flexionante y que, por consiguiente, no contribuyan a la rigidez lateral del conjunto, el efecto desestabilizador de las cargas verticales que obran sobre ellas se tomará en cuenta al diseñar las columnas de los marcos rígidos.

2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

2.1 Áreas de las secciones transversales

2.1.1 Generalidades

El área total de un miembro, A_t , es el área completa de su sección transversal, y las áreas netas, A_n , y neta efectiva, A_e , son las que se obtienen al hacer las deducciones que se especifican más adelante.

El área total A_t es igual a la suma de los productos del grueso por el ancho de todos los elementos que componen la sección, medidos en un plano perpendicular al eje del miembro.

2.1.2 Área neta de miembros en tensión

El área neta de un miembro en tensión, A_n , se obtiene sumando los productos del grueso de cada una de las partes que lo componen por su ancho neto, que se determina como sigue:

- a) En el cálculo del área neta de barras en tensión o en cortante, el ancho de los agujeros para remaches o tornillos se toma 1.5 mm ($1/16$ pulg.) mayor que el diámetro nominal del agujero, medido normalmente a la dirección de los esfuerzos.
- b) Cuando hay varios agujeros en una normal al eje de la pieza, el ancho neto de cada parte de la sección se obtiene restando al ancho total la suma de los anchos de los agujeros.
- c) Cuando los agujeros están dispuestos en una línea diagonal respecto al eje de la pieza o en zigzag, se deben estudiar todas las trayectorias posibles para determinar a cuál de ellas le corresponde el ancho neto menor, que es el que se utiliza para calcular el área neta. El ancho neto de cada una de las partes que forman la sección, correspondiente a cada trayectoria, se obtiene restando del ancho total la suma de los anchos de todos los agujeros que se encuentran sobre la trayectoria escogida, y sumando para cada espacio entre agujeros la cantidad $s^2/4g$, donde s es la separación longitudinal centro a centro entre los dos agujeros considerados (paso) y g la separación transversal centro a centro entre ellos (gramil).

El ancho total de ángulos se toma igual a la suma de los anchos de las dos alas menos el grueso. La distancia transversal entre agujeros situados en alas opuestas es igual a la suma de los dos gramiles, medidos desde los bordes exteriores del ángulo, menos el grueso de éste.

Al determinar el área neta a través de soldadura de tapón o de ranura no debe tenerse en cuenta el metal de aportación.

2.1.3 Área neta efectiva de miembros en tensión o compresión

El área neta efectiva de miembros en tensión o compresión se calcula como sigue:

Cuando la carga se transmite directamente a cada una de las partes que componen la sección transversal del miembro, por medio de remaches, tornillos o soldaduras colocados en toda ellas, en proporción a sus áreas transversales, el área neta efectiva A_e es igual al área neta A_n en miembros en tensión, y el área total A_t en miembros comprimidos.

Cuando la carga se transmite por medio de tornillos o remaches colocados en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

Miembros en tensión:

$$A_e = U A_n \quad (2.1)$$

Miembros en compresión:

$$A_e = U A_t \quad (2.2)$$

Cuando la carga se transmite por medio de soldaduras colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$A_e = U A_t \quad (2.3)$$

donde U es un coeficiente de reducción del área, cuyos valores se indican a continuación; pueden utilizarse valores más grandes cuando se justifiquen con pruebas u otros criterios reconocidos.

$$U = 1 - (\bar{x}/L) \leq 0.9, \quad \text{excepto en los casos indicados más adelante} \quad (2.4)$$

donde

\bar{x} excentricidad de la conexión (distancia del centroide del miembro al plano en el que se transmite la fuerza cortante; las secciones I o H se tratan como dos térs); y

L longitud de la conexión en la dirección de la carga.

a) Conexiones remachadas o atornilladas

En lugar de los calculados con la ec. 2.4, pueden utilizarse los valores de U siguientes:

- 1) Secciones laminadas o soldadas H o I con patines de ancho no menor que 2/3 del peralte y térs estructurales obtenidas de ellas o formadas por dos placas soldadas, conectadas por los patines con tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.90$.

- 2) Secciones laminadas o soldadas H o I que no cumplan las condiciones del inciso anterior, tés estructurales obtenidas de ellas, o formadas por dos placas soldadas, y todas las secciones restantes, incluidas las formadas por varias placas, con tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.85$.
- 3) Todos los miembros que tengan sólo dos conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.75$.
- 4) Angulos conectados por una sola ala con
 - Cuatro o más conectores en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.80$;
 - Menos de cuatro conectores en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.60$.

b) Conexiones soldadas

Cuando la fuerza de tensión o compresión se transmite por medio de soldaduras transversales colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual al área de los elementos conectados directamente.

Cuando la fuerza de tensión o compresión se transmite a una placa por medio de soldaduras colocadas a lo largo de sus dos bordes longitudinales, en el extremo de la placa,

$$\begin{aligned}
 U &= 1.00, & \text{si } l \geq 2d \\
 U &= 0.87, & \text{si } 2d > l \geq 1.5d \\
 U &= 0.75, & \text{si } 1.5d > l \geq d
 \end{aligned}
 \tag{2.5}$$

donde

- l longitud de la soldadura, y
- d ancho de la placa (distancia entre soldaduras).

2.1.4 Placas de unión

El diseño de placas que forman parte de juntas soldadas, remachadas o atornilladas, sometidas a tensión, tales como placas laterales en juntas a tope y placas de nudo en armaduras, se hará de acuerdo con la sección 5.5.1

2.2 Estabilidad y relaciones de esbeltez

En esta sección se especifican requisitos de carácter general para asegurar la estabilidad de la estructura en conjunto y la de cada uno de sus elementos.

2.2.1 Relaciones de esbeltez

La relación de esbeltez $K L / r$ de los miembros comprimidos axialmente o flexocomprimidos se determina con la longitud efectiva $K L$ y el radio de giro r correspondiente. L es la longitud libre de la columna, entre secciones soportadas lateralmente, y K es el factor de longitud efectiva, que se calcula como se indica más adelante. Debe tenerse cuidado, en todos los casos, de utilizar la relación de esbeltez máxima del miembro, ya que K , L , y r , o cualquiera de esas cantidades, pueden tener varios valores diferentes en un mismo elemento, dependiendo del eje de las secciones transversales alrededor del que se presente el pandeo, de las condiciones en sus extremos y de la manera en que esté soportado lateralmente.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión se determina con su longitud libre L .

2.2.2 Factor de longitud efectiva y efectos de esbeltez de conjunto

En la determinación del factor de longitud efectiva K deben considerarse las características generales de la estructura de la que forma parte el miembro que se está diseñando, y tenerse en cuenta las condiciones de sujeción en sus extremos. Se consideran tres casos:

a) Miembros con extremos fijos linealmente

Los efectos de esbeltez son ocasionados por las deformaciones del miembro entre sus extremos. El factor de longitud efectiva K suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican con un estudio adecuado que tenga en cuenta las restricciones angulares en los extremos.

Los puntales de contraventeo y las barras comprimidas y flexocomprimidas que forman parte de armaduras se encuentran en este caso.

b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos

Estos efectos pueden despreciarse en las columnas de entrepisos de marcos rígidos de cualquier altura que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso, I , no excede de 0.08.

El índice de estabilidad de un entrepiso se calcula con la expresión

$$I = \frac{\sum P_u Q \Delta_{OH}}{(\sum H) L} \quad (2.6)$$

donde

$\sum P_u$ fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración (peso de la construcción por encima de él, multiplicado por el factor de carga correspondiente); incluye cargas muertas y vivas;

Q factor de comportamiento sísmico, definido en el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En diseño por viento se toma $Q = 1.0$;

Δ_{OH} desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño;

$\sum H$ suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración. (Fuerza cortante de diseño en el entrepiso, en la dirección que se está analizando); y

L altura del entrepiso.

En el cálculo de los desplazamientos se toma en cuenta la rigidez de todos los elementos que forman parte integrante de la estructura.

Cuando los desplazamientos son producidos por sismo, se determinan multiplicando por el factor Q los causados por las fuerzas sísmicas de diseño reducidas.

Las columnas de edificios regulares rigidizados lateralmente por medio de marcos contraventeados, muros, o una combinación de ambos, y la mayoría de las columnas de marcos rígidos de uno o dos pisos, aunque no tengan muros ni contraventeos, suelen estar en este caso.

En un edificio dado, los efectos de esbeltez producidos por los desplazamientos laterales de los niveles pueden ser despreciables en unos entrepisos y en otros no. El comportamiento puede cambiar también de una a otra dirección de análisis.

El factor de longitud efectiva K para pandeo en el plano del marco suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican por medio de un estudio adecuado. En el pandeo fuera del plano del marco deben considerarse la longitud libre de la columna y las condiciones de apoyo de sus extremos.

Una estructura sin muros de rigidez ni contraventeos puede tener rigidez propia suficiente para que los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales de sus niveles sean despreciables.

c) Miembros en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos

Estos efectos no pueden despreciarse en las columnas de marcos rígidos que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso, I , excede el límite indicado en el inciso 2.2.2.b. Suelen estar en este caso las columnas de edificios de varios pisos cuya estabilidad lateral depende exclusivamente de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas.

Los efectos de segundo orden producidos por la interacción de las cargas verticales con los desplazamientos laterales de los entrepisos se evalúan como se indica en la sección 1.5.1, y se incluyen en el diseño de columnas y vigas.

Si el índice de estabilidad I es mayor que 0.30 en alguno o algunos de los entrepisos, debe aumentarse la rigidez de la estructura completa, o de parte de ella, para disminuir los desplazamientos Δ_{OH} y reducir el valor de I , en todos los entrepisos, a no más de 0.30.

El factor de longitud efectiva K para pandeo en el plano del marco suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican por medio de un estudio adecuado. Para pandeo fuera del plano del marco deben considerarse la longitud libre de la columna y las condiciones de apoyo de sus extremos.

2.2.3 Relaciones de esbeltez máximas

La relación de esbeltez $K L/r$ de miembros en compresión no excederá de 200.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales, ni de 300 en contraventeos y otros miembros secundarios, especialmente cuando están sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones.

Si el miembro en tensión es una varilla no se pone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensionarla para evitar vibraciones o deformaciones transversales excesivas.

2.3 Relaciones ancho/grueso y pandeo local

2.3.1 Clasificación de las secciones

Las secciones estructurales se clasifican en cuatro tipos en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión axial, en compresión debida a flexión, en flexión o en flexocompresión, y de acuerdo con las condiciones que se especifican más adelante.

Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico y para diseño sísmico con factores Q de 3 ó 4) pueden alcanzar el momento plástico en vigas, y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos en la estructura, y para desarrollar las ductilidades adoptadas en el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas.

Las secciones tipo 2 (secciones compactas, para diseño plástico y para diseño sísmico con factores Q no mayores de 2) pueden alcanzar el momento plástico como las secciones tipo 1, pero tienen una capacidad de rotación inelástica limitada, aunque suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente, bajo cargas predominantemente estáticas, y en zonas sísmicas, con factores de comportamiento sísmico reducidos.

Las secciones tipo 3 (secciones no compactas) pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas, pero no tienen capacidad de rotación inelástica.

Las secciones tipo 4 (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

Para que una sección sea clasificada como tipo 1 ó 2, sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua; además, las secciones tipo 1 sometidas a flexión deben tener un eje de simetría en el plano del alma, y si trabajan en compresión axial o en flexocompresión han de tener dos ejes de simetría. Las tipo 2 en

flexión deben tener un eje de simetría en el plano de la carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la asimetría.

En los miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en la capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3.

El factor de comportamiento sísmico Q se define en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

2.3.2 Relaciones ancho/grueso máximas

Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos de los tres primeros tipos de secciones definidos arriba no deben exceder los valores de la tabla 2.1, lo que asegura que las secciones de los tipos 1 a 3 podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fenómenos prematuros de pandeo local. Las secciones en las que se exceden los límites correspondientes a las tipo 3 son tipo 4. Para que una sección clasifique en uno de los tipos, todos los elementos planos que la componen deben satisfacer las relaciones ancho/grueso propias de ese tipo.

Tabla 2.1 Valores máximos admisibles de las relaciones ancho/groeso

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones			
	Tipo (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q = 3$ ó 4)	1 Tipo Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	2 Tipo No Compactas	3
Alas de ángulos sencillos y de ángulos dobles con separadores, en compresión; elementos comprimidos soportados a lo largo de uno solo de los bordes longitudinales	— — —	— — —	$0.45 \sqrt{E/F_y}$	
Atiesadores de travesaños armados, soportados a lo largo de un solo borde longitudinal	— — —	— — —	$0.56 \sqrt{E/F_y}$	
Almas de secciones T	— — —	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.77 \sqrt{E/F_y}$	
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	
Patines de secciones I o H, en compresión pura; placas que sobresalen de miembros comprimidos ¹	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	
Patines de canales	— — —	— — —	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	
Patines de secciones en cajón, laminadas o soldadas, en flexión; cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, atiesadores soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la fuerza	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	
Almas de secciones I o H y placas de secciones en cajón, en compresión pura ¹	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	
Almas en flexión	$2.45 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$	

Almas flexocomprimidas ²	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.4 \frac{P_u}{P_y}\right)$	$3.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.6 \frac{P_u}{P_y}\right)$	$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{P_y}\right)$
Secciones circulares huecas en compresión axial ³	0.065E/F _y	0.090E/F _y	0.115E/F _y
Secciones circulares huecas en flexión	0.045E/F _y	0.071E/F _y	0.309E/F _y

¹ En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3;

² P_u fuerza axial de diseño;

³ Ver sección 2.3.5.

2.3.3 Ancho

2.3.3.1 Elementos planos no atiesados

Reciben el nombre de elementos planos no atiesados los que están soportados a lo largo de uno solo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho se toma igual a:

- En placas, la distancia del borde libre a la primera línea de soldaduras, remaches o tornillos;
- En alas de ángulos, patines de canales y zetas, la dimensión nominal total;
- En almas de té, el peralte nominal total;
- En patines de secciones I, H y T la mitad de la dimensión nominal total; y
- En perfiles hechos con lámina doblada, la distancia del borde libre a la iniciación de la curva que une el elemento considerado con el resto del perfil.

2.3.3.2 Elementos planos atiesados

Reciben el nombre de elementos planos atiesados los que están soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho se toma igual a:

- En almas de secciones laminadas, la distancia libre entre patines menos los radios de las curvas de unión con los patines;
- En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras, remaches o tornillos;
- En patines de secciones laminadas en cajón, la distancia libre entre almas, menos los radios de las dos curvas de unión. Si no se conocen los radios, el ancho total de la sección menos tres veces el grueso de sus paredes;
- En almas de secciones formadas por placas, H, I o en cajón, la distancia entre líneas adyacentes de remaches o tornillos o, en secciones soldadas, la distancia libre entre patines; y
- En almas de secciones de lámina delgada laminadas en caliente o dobladas en frío, la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte. Si no se conocen los radios de las esquinas, el peralte total de la sección menos tres veces el grueso de sus paredes.

2.3.4 Grueso

En elementos de grueso uniforme, se toma igual al valor nominal. En patines de espesor variable se toma el grueso nominal medido a la mitad de la distancia entre el borde y la cara del alma.

2.3.5 Secciones circulares huecas

En secciones circulares huecas la relación ancho/grueso se sustituye por el cociente del diámetro exterior entre el grueso de la pared.

2.3.6 Secciones tipo 4 (esbeltas)

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos comprimidos de relación ancho/grueso mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, deben utilizarse anchos efectivos reducidos b_e , que se calculan como se indica en las secciones siguientes.

2.3.6.1 Anchos efectivos de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente

Los anchos efectivos, b_e , de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente, se determinan con las expresiones:

$$b_e = b \quad \text{si } \lambda \leq 0.673 \quad (2.7)$$

$$b_e = \rho b \quad \text{si } \lambda > 0.673 \quad (2.8)$$

donde

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda) / \lambda \quad (2.9)$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (2.10)$$

b ancho total del elemento plano;

t grueso del elemento plano; y

k coeficiente de pandeo de placas igual a 4.0 para elementos atiesados soportados por un alma en cada borde longitudinal.

Para placas que formen parte de miembros en compresión f se toma igual a F_n , que es el esfuerzo crítico de pandeo nominal del miembro completo (ver sección 3.2.2.3).

2.3.6.2 Anchos efectivos de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente

Los anchos efectivos, b_e , de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente se determinan con las ecuaciones 2.7 a 2.10, haciendo $k = 0.43$ en la ecuación 2.10.

3. RESISTENCIA

En este capítulo se proporcionan fórmulas y recomendaciones para determinar la resistencia de diseño de miembros de acero estructural y de miembros compuestos, formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto reforzado o con recubrimientos o rellenos de este material, sometidos a las solicitaciones más comunes en las estructuras.

3.1 Miembros en tensión

Esta sección se refiere a miembros prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal. Cuando haya excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del miembro.

Cuando se espere que el elemento estructural en estudio vaya a quedar sometido durante su vida útil a un número muy elevado de ciclos de carga, en el cálculo de su resistencia se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

3.1.1 Estados límite

En el diseño de miembros en tensión se consideran los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta.

3.1.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural en tensión es la menor de las calculadas con alguna de las ecuaciones 3.1 y 3.2.

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1)$$

donde

F_R factor de resistencia, igual a 0.9.

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.2)$$

donde

F_R factor de resistencia, igual a 0.75.

A_t área total de la sección transversal del miembro;

A_e área neta efectiva, calculada de acuerdo con la sección 2.1.3;

F_y valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material; y

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todas las partes que componen su sección transversal, en proporción a sus áreas, el área neta efectiva de la ecuación 3.2 es igual al área total.

3.2 Miembros en compresión

Esta sección se refiere a miembros prismáticos sometidos a compresión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales.

3.2.1 Estados límite

En el diseño de miembros comprimidos hechos con secciones tipo 1, 2 ó 3 con dos ejes de simetría, en cajón, o de cualquier otra forma, para los que pueda demostrarse que no es crítico el pandeo por torsión o flexotorsión, se considera el estado límite de inestabilidad por flexión. En columnas de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos o térs, o con dos ejes de simetría, pero baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz o formadas por placas de pequeño espesor, se tendrán en cuenta, además, los estados límite de pandeo por torsión y por flexotorsión. En secciones tipo 4 se consideran los estados límite combinados de flexión, torsión o flexocompresión y pandeo local.

En columnas compuestas, del tipo de las formadas por cuatro ángulos ligados entre sí por celosías, se consideran los estados límite del miembro completo y de cada uno de los elementos comprimidos que lo forman.

3.2.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_c de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial se determina como se indica a continuación. En cada caso particular deben revisarse todos los estados límite pertinentes para identificar el crítico, al que corresponde la resistencia de diseño.

3.2.2.1 Estado límite de inestabilidad por flexión

a) Miembros de sección transversal H, I o rectangular hueca

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad (3.3)$$

donde

F_R factor de resistencia, igual a 0.9;

A_t área total de la sección transversal de la columna;

λ parámetro de esbeltez, que vale

$$\lambda = \frac{K L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (3.4)$$

donde $K L/r$ es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna; y

n coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes:

- 1) Columnas de sección transversal H o I, laminadas y flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes de simetría, o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, de acero con límite de fluencia no menor de 414 MPa (4 220 kg/cm²) y con patines de no más de 50 mm de grueso, columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas en caliente o formadas en frío y tratadas térmicamente, o hechas con cuatro placas soldadas, de acero con límite de fluencia no menor de 414 MPa (4 220 kg/cm²), y todos los perfiles con dos ejes de simetría relevados de esfuerzos, que cumplen con los requisitos de las secciones 1, 2 ó 3 de la sección 2.3.1: n = 2.0.
- 2) Columnas de sección transversal H o I, laminadas o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3 de la sección 2.3.1: n = 1.4.
- 3) Columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3 de la sección 2.3.1: n = 1.0.

b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en 3.2.2.1.a:

R_c se calcula con la ecuación 3.3, con n = 1.4; y

F_R factor de resistencia, igual a 0.9;

3.2.2.2 Estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión

Los estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión deben revisarse en miembros comprimidos de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, tales como ángulos y tés, o con dos ejes de simetría pero muy baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz y las hechas con placas muy delgadas.

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 1, 2 ó 3, la resistencia de diseño, R_c , se determina con la ec. 3.3, con n = 1.4 y $F_R = 0.85$, sustituyendo λ por λ_e , dada por

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (3.5)$$

donde F_e es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión; se determina de acuerdo con los incisos 3.2.2.2.a al 3.2.2.2.c.

a) Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} + G J \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (3.6)$$

b) Columnas de sección transversal con un eje de simetría:

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{ey} F_{ez} H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (3.7)$$

En esta ecuación se ha supuesto que el eje de simetría es el Y; cuando sea el X, se harán los cambios de subíndices apropiados.

c) Columnas cuyas secciones transversales no tienen ningún eje de simetría:

F_e es la menor de las raíces de la ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2 (F_e - F_{ey}) \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2 - F_e^2 (F_e - F_{ex}) \left(\frac{y_o}{r_o} \right)^2 = 0 \quad (3.8)$$

donde

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \quad (3.9)$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2} \right) \quad (3.10)$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (3.11)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} \quad (3.12)$$

$$F_{ez} = \left[G J + \frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} \right] \frac{1}{A r_o^2} \quad (3.13)$$

F_{ex} y F_{ey} se calculan respecto a los ejes centroidales y principales.

Las literales que aparecen en las ecuaciones 3.6 a 3.13 tienen los significados siguientes:

- E módulo de elasticidad;
- G módulo de elasticidad al esfuerzo cortante;
- J constante de torsión de Saint Venant;
- C_a constante de torsión por alabeo;

- I_x, I_y momentos de inercia de la sección transversal de la columna alrededor de cada uno de sus ejes centroidales y principales X y Y;
- L_x, L_y, L_z longitudes libres para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y y para pandeo por torsión;
- K_x, K_y, K_z factores de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y y para pandeo por torsión;
- x_o, y_o coordenadas del centro de torsión con respecto a un sistema de ejes centroidales y principales;
- r_x, r_y radios de giro de la sección transversal de la columna respecto a los ejes centroidales y principales X y Y; y
- r_o radio polar de giro de la sección transversal respecto al centro de torsión.

3.2.2.3 Estados límite de flexión, torsión o flexotorsión, y pandeo local, combinados

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 4, la resistencia de diseño R_c se determina, cualquiera que sea la forma de la sección, pero siempre que esté formada por elementos planos, con la ecuación 3.3, con $n = 1.4$ y $F_R = 0.85$, sustituyendo λ por λ_e (ec. 3.5), y A_t por A_e , que es el área efectiva correspondiente al esfuerzo F_n . Se determina de acuerdo con las secciones 2.3.6.1. y 2.3.6.2.

$$F_n = \frac{F_y}{(1 + \lambda_e^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} \quad (3.14)$$

donde F_e tiene alguno de los valores siguientes:

- a) Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, en cajón, o cualquier otra sección para la que pueda demostrarse que el pandeo por torsión o flexotorsión no es crítico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (3.15)$$

- b) Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, sujetas a pandeo por torsión:
 F_e es el menor de los valores calculados con las ecuaciones 3.6 y 3.15.
- c) Columnas de sección transversal con un eje de simetría, sujetas a pandeo por flexotorsión:
 F_e es el menor de los valores calculados con las ecuaciones 3.7 y 3.15.
- d) Columnas cuyas secciones transversales no tienen ningún eje de simetría:
 F_e se calcula con la ecuación 3.8.

En la determinación de F_e se utilizan los radios de giro de la sección transversal completa.

3.2.3 Columnas tubulares de sección transversal circular

La resistencia de diseño de columnas de sección transversal circular hueca, de paredes delgadas, sometidas a compresión axial, cuyas relaciones diámetro exterior/grueso de pared (D/t) son mayores que $0.115E/F_y$, pero no exceden de $0.448E/F_y$, se calcula como se indica en la sección 3.2.2.3, tomando para F_e el valor dado por la ec. 3.15 (en secciones circulares huecas no es crítico el pandeo por torsión o flexocompresión), y determinando A_e como sigue:

$$A_e = [1 - (1 - R^2)(1 - A_o/A_t)] A_t \quad (3.16)$$

$$R = \sqrt{F_y/2F_e} \quad (3.17)$$

$$A_o = \left[\frac{0.037E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \right] A_t \quad (3.18)$$

donde

- D diámetro exterior de la sección;
- t grueso de la pared; y
- A_t área total, no reducida, de su sección transversal.

3.3 Miembros en flexión (vigas y trabes armadas)

Esta sección es aplicable a vigas laminadas, vigas formadas con lámina delgada¹ y trabes hechas con placas soldadas, de sección I o en cajón, con dos ejes de simetría, cargadas en uno de los planos de simetría, y a canales con las cargas situadas en un plano paralelo al alma que pasa por el centro de torsión o restringidas contra la rotación alrededor del eje longitudinal en las secciones en las que están aplicadas las cargas y en los apoyos. También es aplicable a barras de sección transversal maciza, circular, cuadrada o rectangular, estas últimas flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia, y a barras de sección transversal circular hueca. Todos los elementos mencionados trabajan principalmente en flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos; la flexión se presenta, casi siempre, acompañada por fuerzas cortantes.

3.3.1 Estados límite

En el diseño de miembros en flexión deben considerarse los estados límite de falla siguientes:

- a) Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas;
- b) Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos;
- c) Iniciación del flujo plástico en la sección crítica;
- d) Pandeo lateral por flexotorsión;
- e) Pandeo local del patín comprimido;
- f) Pandeo local del alma, producido por flexión;
- g) Plastificación del alma por cortante;
- h) Pandeo local del alma por cortante;
- i) Tensión diagonal en el alma;
- j) Flexión y fuerza cortante combinadas;

¹ Los perfiles de lámina delgada doblados en frío tienen algunas características que no se incluyen en estas Normas.

- k) Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales; y
- l) Fatiga.

Además, deben considerarse también estados límite de servicio, de deformaciones y de vibraciones excesivas.

3.3.2 Resistencia de diseño en flexión

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica en los incisos siguientes.

3.3.2.1 Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L \leq L_u$)

Cuando el sistema de piso proporciona soporte lateral al patín superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patín comprimido es el inferior. Este punto puede ser de especial importancia en diseño sísmico.

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separación L no mayor que L_u , es igual a:

- a) Para secciones tipo 1 ó 2

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y) \quad (3.19)$$

donde

Z módulo de sección plástico; y

$M_p = Z F_y$ momento plástico resistente nominal de la sección en consideración.

- b) Para secciones tipo 3

$$M_R = F_R S F_y = F_R M_y \quad (3.20)$$

donde

S módulo de sección elástico;

$M_y = S F_y$ momento nominal correspondiente a la iniciación de la fluencia (sin considerar esfuerzos residuales), en la sección en consideración;

L distancia entre secciones de la viga soportadas lateralmente de manera adecuada; y

L_u longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p ; no se exige capacidad de rotación.

L_u se calcula con la ecuación 3.25 ó 3.29.

En secciones I o H cuyos patines tienen relaciones ancho/grueso comprendidas entre las correspondientes a secciones tipo 2 y 3, flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales, puede tomarse

un valor de M_R comprendido entre $F_R M_p$ y $F_R M_y$ calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de $0.38 \sqrt{E/F_y}$ y $0.58 \sqrt{E/F_y}$.

Si la flexión es alrededor del eje de mayor momento de inercia se comprobará que la relación ancho/grueso del alma no excede de la que corresponde al valor calculado de M_R , para lo que se interpolará linealmente entre las relaciones $3.71 \sqrt{E/F_y}$ y $5.60 \sqrt{E/F_y}$, correspondientes a $F_R M_p$ y $F_R M_y$, respectivamente.

No hay límites en la longitud sin soporte lateral, en secciones tipo 1, 2 ó 3, cuando la sección transversal es circular o cuadrada, hueca o maciza, o cuando la viga, cualquiera que sea la forma de su sección transversal, se flexiona alrededor del eje de menor momento de inercia. Por consiguiente, en estos casos la resistencia de diseño se determina con las ecuaciones 3.19 ó 3.20.

c) Para secciones tipo 4

Cuando tanto el alma como el patín comprimido corresponden al tipo 4, de acuerdo con las secciones 2.3.1 y 2.3.2, el valor de M_R se determina con los criterios para diseño de perfiles de lámina delgada doblados en frío. No se incluyen en estas Normas.

Cuando los patines cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3 y las almas son tipo 4, el valor de M_R se obtiene de acuerdo con la sección 4.5.8.

Cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3, y los patines son tipo 4:

$$M_R = F_R S_e F_y \quad (3.21)$$

donde S_e , que es el módulo de sección elástico efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido determinado de acuerdo con la sección 2.3.6, en vez del ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente, utilizando el mismo ancho efectivo en el patín en tensión.

Como una alternativa, S_e puede determinarse usando un ancho efectivo de $1.47 t \sqrt{E/F_y}$ en patines soportados a lo largo de sus dos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo, y de $0.58 t \sqrt{E/F_y}$ cuando sólo está apoyado uno de los bordes; en este último caso, b/t no debe exceder de 60.

En las ecuaciones 3.19 a 3.21, F_R se toma igual a 0.9.

3.3.2.2 Miembros en los que el pandeo lateral es crítico ($L > L_u$)

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyas secciones transversales están provistas de soportes laterales con separaciones mayores que L_u , es igual a:

a) Para secciones tipo 1 ó 2 con dos ejes de simetría, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_p$$

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right) \leq F_R M_p \quad (3.22)$$

$$\text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_p$$

$$M_R = F_R M_u \quad (3.23)$$

En vigas de sección transversal I o H, laminadas o hechas con tres placas soldadas, M_u , momento resistente nominal de la sección, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, es igual a:

$$M_u = \frac{\pi}{C L} \sqrt{E I_y G J + \left(\frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_a} = \frac{\pi E}{C L} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]} \quad (3.24)$$

donde

F_R factor de resistencia, igual a 0.9;

I_y momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma;

J constante de torsión de Saint Venant; y

C_a constante de torsión por alabeo de la sección.

C , que puede tomarse conservadoramente igual a la unidad, está dado por:

$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2$ para tramos que se flexionan en curvatura simple.

$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2$ pero no menor que 0.4, para tramos que se flexionan en curvatura doble.

$C = 1.0$ cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que M_2 , o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo.

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio, tomados en valor absoluto.

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a = 0$.

L_u se ha definido con anterioridad, y L_r es la longitud que separa los intervalos de aplicación de las ecuaciones 3.22 y 3.23 (la ecuación 3.22 es válida para $L \leq L_r$ y la 3.23 para $L > L_r$).

L_u y L_r se calculan con las expresiones siguientes:

1) Miembros de sección transversal I

$$L_u = \frac{\sqrt{2} \pi}{X_u} \sqrt{\frac{E C_a}{G J}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.25)$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2} \pi}{X_r} \sqrt{\frac{E C_a}{G J}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.26)$$

donde

E módulo de elasticidad del acero, igual a 200 000 MPa (2 040 000 kg/cm²); y

G módulo de elasticidad al esfuerzo cortante, igual a 77 200 MPa (784 000 kg/cm²).

En las ecuaciones anteriores

$$X_u = 4.293 C \frac{Z F_y}{G J} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.220 X_r \quad (3.27)$$

$$X_r = \frac{4}{3} C \frac{Z F_y}{G J} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} \quad (3.28)$$

2) Miembros de sección transversal rectangular, maciza o hueca:

$$L_u = 0.91 \frac{E}{C Z F_y} \sqrt{I_y J} \quad (3.29)$$

$$L_r = 2.92 \frac{E}{C Z F_y} \sqrt{I_y J} = 3.22 L_u \quad (3.30)$$

Las ecuaciones 3.22 y 3.23 pueden utilizarse sin calcular las longitudes características L_u y L_r .

b) Para secciones tipo 3 ó 4 con dos ejes de simetría y para canales en las que está impedida la rotación alrededor del eje longitudinal, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

Si $M_u > \frac{2}{3} M_y$

$$M_R = 1.15 F_R M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_u} \right) \quad (3.31)$$

pero no mayor que $F_R M_y$ para secciones tipo 3 ni que el valor dado por la ecuación 3.21 cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones 1, 2 ó 3 y los patines son tipo 4.

$$\text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_y$$

$$M_R = F_R M_u \quad (3.32)$$

M_u se calcula con la ecuación 3.24, que es también aplicable para canales, haciendo igual a cero el segundo término contenido en el radical.

Los límites de aplicación de las diversas ecuaciones se determinan también con las ecuaciones 3.25 y 3.26, pero al calcular X_u y X_r y al aplicar las ecuaciones 3.29 y 3.30 a miembros de sección transversal rectangular hueca debe sustituirse Z por S .

Cuando los patines cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 ó 3 y las almas son tipo 4, el momento resistente de diseño no debe exceder el valor obtenido de acuerdo con la sección 4.5.8.

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a = 0$.

Puede utilizarse la teoría plástica cuando las secciones son tipo 1 ó 2 y la distancia entre secciones transversales soportadas lateralmente de manera adecuada no excede de L_p , en zonas de formación de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

L_p es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso.

Se calcula como sigue:

Secciones I

$$L_p = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (3.33)$$

Secciones rectangulares, macizas o en cajón

$$L_p = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.1 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (3.34)$$

En la región adyacente a la última articulación plástica, y en zonas que se conserven en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso, la separación entre secciones no soportadas lateralmente debe ser tal que se cumplan los requisitos de las secciones 3.3.2.1 ó 3.3.2.2 en vigas y de la sección 3.4 en columnas.

En las expresiones anteriores:

M_2 mayor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente; es con frecuencia el momento plástico resistente del miembro en estudio;

M_1 menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente; y

r_y radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia.

El cociente M_1/M_2 es positivo cuando el segmento de viga entre puntos soportados lateralmente se flexiona en curvatura doble, y negativo cuando lo hace en curvatura simple.

Deben soportarse lateralmente todas las secciones en que aparezcan articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

3.3.2.3 Vigas tubulares de sección transversal circular

La resistencia de diseño de miembros en flexión de sección transversal circular hueca se determina como sigue:

Si $D/t \leq 0.071E/F_y$ (para diseño plástico este límite se reduce a $0.0448E/F_y$),

$$M_R = F_R M_p = F_R Z F_y \quad (3.35)$$

Si $0.071E/F_y < D/t \leq 0.309E/F_y$

$$M_R = F_R \left(1 + \frac{0.0207}{D/t} \frac{E}{F_y} \right) S F_y \quad (3.36)$$

Si $0.309E/F_y < D/t \leq 0.448E/F_y$

$$M_R = F_R \frac{0.330E}{D/t} S \quad (3.37)$$

donde

S módulo de sección elástico de la sección transversal completa; y

F_R factor de resistencia, igual a 0.9, en todos los casos.

No se admiten relaciones D/t mayores que $0.448E/F_y$.

3.3.3 Resistencia de diseño al cortante

Esta sección se aplica al alma (o almas, en el caso de miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas y traveses de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría, que coincide con el alma cuando ésta es única o es paralelo a ellas en miembros con más de un alma, cuando el diseño queda regido por alguno de los estados límite de resistencia al cortante.

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es

$$V_R = V_N F_R \quad (3.38)$$

donde

F_R factor de resistencia, igual a 0.9; y

V_N es la resistencia nominal, que se determina como se indica a continuación.

Al evaluar V_N se tendrá en cuenta si la sección tiene una o más almas.

h es el peralte del alma; se toma igual a la distancia libre entre patines en secciones hechas con placas soldadas, y a la distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión de alma y patines en secciones laminadas.

a) Si $\frac{h}{t} \leq 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}$

$$V_N = 0.66F_y A_a \quad (3.39)$$

El alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

b) Si $0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}$

$$V_N = \frac{0.65 \sqrt{EF_y k}}{h/t} A_a \quad (3.40)$$

La falla es por plastificación del alma por cortante.

c) Si $1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}$ se consideran dos casos:

1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{0.65\sqrt{EF_y k}}{h/t} A_a \quad (3.41)$$

2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{0.65\sqrt{EF_y k}}{h/t} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (3.42)$$

d) Si $1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}} < \frac{h}{t}$ se consideran dos casos:

1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{0.905Ek}{(h/t)^2} A_a \quad (3.43)$$

2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{0.905Ek}{(h/t)^2} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (3.44)$$

Para que pueda tomarse como estado límite la falla por tensión diagonal (ecuaciones 3.42 y 3.44) la sección debe tener una sola alma (secciones I laminadas o formadas por placas) y estar reforzada con atiesadores transversales, diseñados de acuerdo con la sección 4.5.7. Además, a/h no debe exceder de 3.0 ni de $[260/(h/t)]^2$.

En las expresiones anteriores:

A_a área del alma, igual al producto de su grueso, t , por el peralte total de la sección, d ;

h peralte del alma;

t grueso del alma;

a separación entre atiesadores transversales; y

k coeficiente sin dimensiones, que se calcula con la ecuación 3.45.

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \quad (3.45)$$

k se toma igual a 5.0 cuando la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$, y cuando no se emplean atiesadores. En almas no atiesadas h/t no debe exceder de 260.

En estructuras diseñadas plásticamente la resistencia de diseño al cortante de las vigas es

$$V_R = 0.55 F_R A_a F_y \quad (3.46)$$

donde F_R se toma igual a 0.9.

Cuando la sección tiene dos o más almas, A_a es la suma de las áreas de todas ellas.

3.3.3.1 Vigas tubulares de sección transversal circular

La resistencia de diseño al cortante de miembros de sección transversal circular hueca es

$$V_R = V_N F_R \quad (3.47)$$

donde F_R se toma igual a 0.9 y V_N es la resistencia nominal, que se calcula como sigue

$$\text{Si } \frac{a}{D} \leq \frac{3.2 (E/F_y)^2}{(D/t)^{2.5}} \text{ y } D/t \leq 0.309E/F_y$$

$$V_N = 0.3A F_y \quad (3.48)$$

donde

A área total de la sección transversal del miembro; y

a longitud del tramo de viga con fuerza cortante constante o casi constante.

3.3.4 Flexión y cortante combinados

En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0 \quad (3.49)$$

Cuando se necesitan atiesadores transversales en vigas de sección I cuya alma se ha diseñado tomando en cuenta la contribución del campo de tensión diagonal, y V_D y M_D están comprendidos entre los límites

$$0.6V_R \leq V_D \leq V_R \text{ y } 0.75M_R \leq M_D \leq M_R$$

debe cumplirse la condición

$$0.727 \frac{M_D}{M_R} + 0.455 \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0 \quad (3.50)$$

donde

M_R resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con las secciones 3.3.2.1, 3.3.2.2 ó 4.5.8;

V_R resistencia de diseño al cortante, sección 3.3.3; y

M_D y V_D momento flexionante y fuerza cortante de diseño, respectivamente.

3.4 Miembros flexocomprimidos

En esta sección se trata el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que obran alrededor de uno o de los dos ejes de simetría. Se designan, indistintamente, con las palabras “columna” o “elemento flexocomprimido”.

Para los fines de esta sección, las estructuras de las que forman parte los miembros flexocomprimidos se clasifican en “regulares” e “irregulares”.

Una estructura “regular” se caracteriza porque está formada por un conjunto de marcos planos, que son parte de dos familias, frecuentemente perpendiculares entre sí, provistos o no de contraventeo vertical, con o sin muros de rigidez, paralelos o casi paralelos, ligados entre sí, en todos los niveles, por sistemas de piso de resistencia y rigidez suficientes para obligar a que todos los marcos y muros trabajen en conjunto para soportar las fuerzas laterales, producidas por viento o sismo, y para proporcionar a la estructura la rigidez lateral necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto bajo cargas verticales y de inestabilidad bajo acciones verticales y horizontales combinadas. Además, todos los marcos planos deben tener características geométricas semejantes y todas las columnas de cada entrepiso deben ser de la misma altura, aunque ésta varíe de un entrepiso a otro.

Una estructura se considera “irregular” cuando los elementos que la componen no constituyen marcos planos, cuando éstos no pueden considerarse paralelos entre sí, cuando los sistemas de piso no tienen resistencia o rigidez adecuada, cuando zonas importantes de los entrepisos carecen de diafragmas horizontales, cuando la geometría de los marcos planos difiere substancialmente de unos a otros, cuando las alturas de las columnas que forman parte de un mismo entrepiso son apreciablemente diferentes, o cuando se presentan simultáneamente dos o más de estas condiciones.

Una construcción puede ser regular en una dirección e irregular en la otra, y algunos entrepisos pueden ser regulares y otros no.

La mayor parte de los edificios urbanos, de departamentos y oficinas, tienen estructuras regulares. Son irregulares las estructuras de muchos salones de espectáculos (cines, teatros, auditorios) y de buena parte de las construcciones industriales.

Son también irregulares las estructuras especiales como péndulos invertidos (tanques elevados, por ejemplo).

En las secciones 3.4.3 y 3.4.4 se indica cómo dimensionar columnas que forman parte, respectivamente, de estructuras regulares y de estructuras irregulares.

También se incluye aquí el diseño de miembros flexocomprimidos del tipo de las cuerdas en compresión de armaduras sobre las que obran cargas transversales aplicadas entre los nudos, aunque tengan un solo eje de simetría.

3.4.1 Estados límite

En el diseño de miembros flexocomprimidos deben considerarse los siguientes estados límite de falla:

- a) Pandeo de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical;
- b) Pandeo individual de una o algunas columnas, bajo carga vertical;
- c) Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas;
- d) Falla individual de una o algunas columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas; y
- e) Pandeo local.

Debe considerarse también un estado límite de servicio, de deformaciones laterales de entrepiso, que dependen, en buena parte, aunque no exclusivamente, de las características de las columnas.

En lo que sigue se dan recomendaciones para evitar que se alcancen los estados límite de falla anteriores, excluyendo el pandeo local, que se trata en la sección 2.3.

3.4.2 Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* y M_{uoy}^*

En todos los casos que se describen a continuación (excepto en el análisis de primer orden de estructuras irregulares), ya sea que el diseño quede regido exclusivamente por cargas verticales, o por su combinación con acciones horizontales, producidas por viento o sismo, las estructuras, sean regulares o irregulares, deben analizarse bajo la acción combinada de las fuerzas reales que actúan sobre ellas y de fuerzas ficticias horizontales que se aplican en la misma dirección y sentido que las fuerzas de viento o sismo, o, en estructuras asimétricas bajo carga vertical, en el sentido en que sus efectos se sumen con los debidos a la asimetría, de manera que los momentos de diseño M_{uo} y M_{uo}^* incluyen contribuciones de los dos tipos de cargas, reales y ficticias.

Las fuerzas ficticias horizontales, que se aplican en cada uno de los niveles de la estructura y en todas las combinaciones de cargas, se toman iguales a 0.005 veces la carga vertical de diseño (factorizada) que actúe en el nivel, correspondiente a la combinación de cargas en estudio.

3.4.3 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

Los miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras regulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las secciones extremas se revisan con las ecuaciones 3.51 ó 3.52 y 3.53, 3.54 ó 3.55, según el tipo de sección de que se trate, y la revisión de la columna completa se efectúa con la ecuación 3.56 ó 3.57. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

3.4.3.1 Revisión de las secciones extremas

a) Secciones tipo 1 y 2

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

Secciones H o I

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.51)$$

Secciones en cajón, cuadradas

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.52)$$

donde

F_R se toma igual a 0.9;

P_u , M_{uox} y M_{uoy} fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y momentos de diseño en el extremo considerado, calculados de acuerdo con las secciones 1.5.1 ó 3.4.2;

$M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_y$ momentos plásticos resistentes nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente; y

$P_y = A_t F_y$ fuerza axial nominal que, obrando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A_t .

Cuando se emplee alguna de las dos ecuaciones anteriores para revisar columnas de sección transversal H, I o en cajón, cuadrada, ha de comprobarse que se cumpla, además, la condición.

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.53)$$

Si la sección transversal de la columna no es ninguna de las mencionadas arriba, las ecuaciones 3.51 y 3.52 se sustituyen por

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.54)$$

b) Secciones tipo 3 y 4

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad (3.55)$$

donde M_{RX} y M_{RY} se calculan como se indica en los incisos 3.3.2.1.b y 3.3.2.1.c, y las otras cantidades que aparecen en la ecuación se han definido arriba.

3.4.3.2 Revisión de la columna completa

a) Secciones tipo 1 y 2

Debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{R_C} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.56)$$

donde

F_R se toma igual a 0.9;

P_u , M_{uox}^* y M_{uoy}^* fuerza axial de diseño que obra sobre la columna y momentos de diseño, calculados de acuerdo con las secciones 1.5.1, 3.4.2 ó 3.4.3.3. En la ecuación 3.56, lo mismo que en las ecuaciones 3.58 y 3.59, se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor de los ejes X y Y, aunque los dos no se presenten en el mismo extremo de la columna.

M_m momento resistente de diseño, para flexión alrededor del eje X; se calcula como se indica en la sección 3.3.2 o, en forma aproximada, con la ecuación (válida para secciones I o H):

$$M_m = F_R \left(1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y / E}}{18.55} \right) M_{px} \leq F_R M_{px} \quad (3.57)$$

En las ecuaciones de la sección 3.3.2, debe hacerse $C = 1.0$.

M_m puede tomarse igual a $F_R M_{px}$ cuando la columna está soportada lateralmente en forma continua, o cuando está provista de soportes laterales con separación L no mayor que L_u , dada por alguna de las ecuaciones 3.25 ó

3.29, si no se requiere capacidad de rotación, o no mayor que L_p , ecuaciones 3.33 ó 3.34, cuando sí se requiera capacidad de rotación.

R_c , resistencia de diseño en compresión, se determina de acuerdo con la sección 3.2.2. Se calcula con $K = 1.0$, lo mismo que las fuerzas P_{E2} de la ecuación 1.5.

b) Secciones tipo 3 y 4

Debe cumplirse la condición:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad (3.58)$$

donde

M_{RX} y M_{RY} momentos resistentes de diseño alrededor del eje X y del Y, se calculan de acuerdo con la sección 3.3.2, haciendo $C = 1.0$. R_c y P_{E2} , ecuación 1.5, se calculan con $K = 1.0$.

En lugar de las ecuaciones 3.51, 3.52 y 3.56 pueden usarse expresiones más refinadas, que aparecen en la literatura técnica, que son aplicables a columnas de sección transversal H o en cajón.

3.4.3.3 Momentos de diseño

a) Análisis elástico de primer orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los momentos de diseño se determinan con las ecuaciones 1.1 y 1.2, como se indica en la sección 1.5.1.1.

Las ecuaciones 3.51 a 3.55 se aplican dos veces, a los dos extremos de la columna, con los momentos M_{u0} calculados en cada uno de ellos, y la 3.56 y 3.58 una sola, con los momentos M_{uox}^* y M_{uoy}^* máximos, aunque no se presenten en el mismo extremo.

- Entrepisos cuyo diseño queda regido por cargas verticales únicamente

En columnas que forman parte de entrepisos cuyo diseño queda regido por cargas verticales únicamente, lo que es frecuente en edificios de poca altura y en los entrepisos superiores de edificios altos, los momentos M_{tp} suelen ser nulos en la condición de carga de diseño (la única excepción la constituyen las estructuras muy asimétricas, en geometría y/o carga, en las que las cargas verticales pueden ocasionar desplazamientos laterales de entrepiso significativos). De todos modos, los posibles efectos traslacionales debidos a asimetrías no intencionales en cargas y rigideces se tienen en cuenta por medio de las fuerzas horizontales ficticias mencionadas en la sección 3.4.2.

Debe demostrarse que el índice de estabilidad I no es mayor que 0.30 en ningún entrepiso.

b) Análisis elástico de segundo orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden², en el que se tienen en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en la sección 1.5.1 y las fuerzas ficticias de la sección 3.4.2, o si se demuestra, de acuerdo con el inciso 2.2.2.b, que pueden despreciarse los efectos de segundo orden, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = M_{ti} + M_{tp} \quad (3.59)$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + M_{tp}) \quad (3.60)$$

Todas las cantidades que aparecen en estas ecuaciones tienen los mismos significados que en las ecuaciones 1.1 y 1.2.

3.4.4 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras irregulares

Los miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras irregulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y la de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden y las fuerzas ficticias horizontales que se describen en la sección 3.4.2. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

3.4.4.1 Revisión de las secciones extremas

Se lleva a cabo como se indica en la sección 3.4.3.1.

3.4.4.2 Revisión de la columna completa

Se lleva a cabo como se indica en la sección 3.4.3.2.

3.4.4.3 Determinación de los momentos de diseño M_{uox} , M_{uoy} , M_{uox}^* y M_{uoy}^*

² En éste debe tenerse en cuenta que cuando los desplazamientos laterales son producidos por sismo, se determinan multiplicando por el factor Q los causados por las fuerzas sísmicas de diseño reducidas.

a) Análisis elástico de primer orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = M_{ti} + M_{tp} \quad (3.61)$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + M_{tp}) \quad (3.62)$$

En la ecuación 3.61, M_{ti} y M_{tp} tienen el mismo significado que en la ecuación 1.1, y en la ecuación 3.62 significan lo mismo que en la ecuación 1.2. B_1 está dado por la ecuación 1.3.

Las literales que aparecen en la ecuación 1.3 conservan sus significados, pero los valores indicados para C sólo son aplicables a columnas que formen parte de marcos en los que puedan despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus niveles, porque estén provistos de contraventeo vertical o muros de cortante de rigidez y resistencia adecuadas o por su propia rigidez; en caso contrario se tomará $C = 1.0$. De manera análoga, en el cálculo del factor de longitud efectiva K , necesario para evaluar B_1 y R_c en las ecuaciones 3.56 y 3.58, se tendrá en cuenta si hay, o no, contraventeos verticales adecuados. Por consiguiente, K puede ser menor o mayor que 1.0.

b) Análisis elástico de segundo orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden en el que se tienen en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en la sección 1.5.1, y las fuerzas ficticias horizontales de la sección 3.4.2, los momentos de diseño se determinan con las ecuaciones 3.61 y 3.62, pero ahora C tiene el valor indicado con relación a la ecuación 1.3, y P_E se determina con un factor de longitud efectiva K menor o igual que 1.0, lo mismo que R_c en las ecuaciones 3.56 y 3.58.

Se recomienda que, siempre que sea posible, el diseño de las columnas de estructuras irregulares se base en las acciones determinadas con un análisis de segundo orden.

3.5 Miembros en flexotensión

En esta sección se dan recomendaciones para el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, sometidos a la acción simultánea de una fuerza de tensión axial y flexión producida por momentos que actúan alrededor de uno o de los dos ejes de simetría.

3.5.1 Estados límite

Son los correspondientes a miembros en tensión (sección 3.1.1), a miembros en flexión (sección 3.3.1) o a la combinación de las dos solicitaciones. Los estados límite de pandeo, local o lateral, no suelen ser críticos, pero pueden serlo si los efectos de la fuerza de tensión axial son pequeños en comparación con los ocasionados por la flexión, o si la fuerza cortante es elevada y el alma esbelta.

3.5.2 Dimensionamiento

Los miembros que trabajan en flexotensión, y que cumplen los requisitos de la sección 3.5, deben dimensionarse de manera que satisfagan las condiciones siguientes:

a) Revisión de las secciones extremas

Secciones tipo 1 y 2. Deben cumplirse las que sean aplicables de las expresiones 3.51 a 3.54.

Secciones tipo 3 y 4. Debe cumplirse la expresión 3.55.

b) Revisión del miembro completo

Debe satisfacerse la condición

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad (3.63)$$

donde

P_u , M_{uox} y M_{uoy} fuerza axial de diseño que obra sobre la barra y momentos de diseño en la sección considerada, amplificados por efectos de segundo orden, como se indica en la sección 1.5.1.1, pero tomando $B_1 = 1.0$;

R_t resistencia de diseño en tensión, determinada de acuerdo con la sección 3.1; y

M_{RX} y M_{RY} resistencias de diseño en flexión, calculadas como se indica en la sección 3.3.

En lugar de utilizar la ecuación 3.63, el diseño puede basarse en un estudio más preciso de la interacción de tensión y flexión.

3.6 Construcción compuesta

Esta sección se refiere al diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto reforzado, o con recubrimientos o rellenos de este material. Se tratan en ella columnas compuestas, formadas por perfiles de acero, laminados o hechos con secciones o placas remachadas, atornilladas o soldadas, o por tubos o miembros de sección transversal rectangular hueca de acero, ahogados en concreto reforzado o rellenos de este material, y vigas o trabes, armaduras o largueros de alma abierta ("joists")

de acero, ahogados en concreto reforzado o que soportan una losa, interconectados de manera que los dos materiales trabajen en conjunto.

Se incluyen vigas compuestas libremente apoyadas o continuas, ligadas con la losa de concreto por medio de conectores de cortante, o ahogadas en concreto.

3.6.1 Miembros comprimidos

Son columnas compuestas las que están formadas por un perfil de acero, laminado o hecho con placas, ahogado en concreto, o por un elemento de acero, de sección transversal hueca, circular o rectangular, relleno de concreto, que cumplen las condiciones que se indican a continuación.

3.6.1.1 Limitaciones

Para que un miembro comprimido pueda considerarse una columna compuesta ha de cumplir las condiciones siguientes:

- a) El área de la sección transversal del elemento de acero es, cuando menos, el cuatro por ciento del área de la sección transversal compuesta total.
- b) El concreto que recubre la sección de acero está reforzado con barras longitudinales de carga, barras longitudinales para restringir el concreto, y estribos transversales. Las barras longitudinales de carga son continuas a través de los pisos; las que restringen el concreto pueden interrumpirse en ellos. La separación entre estribos no excede de 2/3 de la dimensión menor de la sección compuesta ni de 300 mm. El área de la sección transversal de cada una de las barras que forman el refuerzo, longitudinal y transversal, no es menor de 9 mm² por cada 50 mm de separación entre barras. El recubrimiento del refuerzo es, cuando menos, de 40 mm medidos al borde exterior de las barras colocadas por fuera, sean longitudinales o estribos.
- c) Si el concreto es de peso volumétrico normal, su resistencia especificada en compresión, f_c' , no es menor de 20 MPa (200 kg/cm²) ni mayor de 54 MPa (550 kg/cm²); si es ligero tendrá una resistencia no menor de 29 MPa (300 kg/cm²).
- d) Si el límite de fluencia del acero, sea estructural o de refuerzo, es mayor de 412 MPa (4 200 kg/cm²), en el cálculo de resistencia se tomará ese valor.
- e) El grueso t de las paredes de las secciones tubulares de acero estructural rellenas de concreto no es menor que $b\sqrt{F_y/3E}$ para cada cara de ancho b en secciones rectangulares o cuadradas, ni que $D\sqrt{F_y/8E}$ en secciones circulares de diámetro exterior D , ni que 3 mm en cualquier caso. E es el módulo de elasticidad del acero y F_y corresponde al acero del perfil.

3.6.1.2 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_c de las columnas compuestas comprimidas axialmente se determina con las ecuaciones 3.3 y 3.4 de la sección 3.2, con $n = 1.4$, en las que se hacen las modificaciones siguientes:

F_R se toma igual a 0.85;

- a) A_t es el área total de la sección transversal del elemento de acero estructural;

r es el radio de giro del elemento de acero estructural; cuando se trate de una sección ahogada en concreto, no se tomará menor que 0.3 veces la dimensión total de la sección compuesta, en el plano en que se estudie el pandeo.

b) F_y y E se sustituyen por los valores modificados F_{my} y E_m :

$$F_{my} = F_y + C_1 F_{yr} \frac{A_r}{A_t} + C_2 f_c^* \frac{A_c}{A_t} \quad (3.64)$$

$$E_m = E + C_3 E_c \frac{A_c}{A_t} \quad (3.65)$$

donde

A_c área de concreto;

A_t área del elemento de acero estructural;

A_r área de las barras de refuerzo longitudinales;

E módulo de elasticidad del acero;

E_c módulo de elasticidad del concreto. Para concretos clase 1 se supondrá igual a $4\,400 \sqrt{f_c'}$, para concretos con agregado grueso calizo y $3\,500 \sqrt{f_c'}$ si el agregado grueso es basáltico; y para los clase 2, igual a $2\,500 \sqrt{f_c'}$; en cualquiera de los casos, tomando f_c' en MPa, se obtiene E_c en esas mismas unidades ($14\,000 \sqrt{f_c'}$, $11\,000 \sqrt{f_c'}$ y $8\,000 \sqrt{f_c'}$, respectivamente, si se usan kg/cm^2). Para concreto ligeros, se determinará de acuerdo con lo prescrito en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, donde también se dan las características de los concretos clase 1 y 2;

F_y esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del perfil o sección tubular;

F_{yr} esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal;

f_c' resistencia especificada del concreto en compresión;

f_c^* resistencia nominal del concreto en compresión, igual a $0.8f_c'$; y

C_1, C_2, C_3 coeficientes numéricos;

para secciones tubulares rellenas de concreto,
 $C_1 = 1.0, C_2 = 0.85, C_3 = 0.4$;

para perfiles ahogados en concreto,
 $C_1 = 0.7, C_2 = 0.6, C_3 = 0.2$.

3.6.1.3 Columnas con varios perfiles de acero

Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales o placas interrumpidas, que satisfagan los requisitos aplicables de la sección 4.2.

3.6.1.4 Transmisión de cargas

Las cargas aplicadas en columnas compuestas formadas por una sección de acero ahogada en concreto, en compresión axial, se transmitirán entre el acero y el concreto de acuerdo con los requisitos siguientes:

- a) Cuando la fuerza exterior se aplica directamente a la sección de acero, se colocarán los conectores de cortante necesarios para transmitir la fuerza V_u' dada por

$$V_u' = V_u \left(1 - \frac{A_t F_y}{R_{nc}} \right) \quad (3.66)$$

- b) Cuando la fuerza exterior se aplica directamente al concreto, se colocarán los conectores de cortante necesarios para transmitir la fuerza V_u' dada por

$$V_u' = V_u \frac{A_t F_y}{R_{nc}} \quad (3.67)$$

donde

V_u fuerza que se introduce en la columna;

A_t y F_y área y esfuerzo de fluencia de la sección de acero; y

R_{nc} resistencia nominal en compresión de la columna compuesta, calculada dividiendo entre $F_R = 0.85$ la resistencia de diseño R_c determinada como se indica en la sección 3.6.1.2.

Los conectores de cortante que transmiten la fuerza V_u' deben distribuirse a lo largo del miembro. La separación entre ellos no será mayor de 400 mm, y se colocarán, cuando menos, en dos caras de la sección de acero, con una configuración simétrica con respecto a los ejes de esa sección.

Cuando el área del concreto de soporte en el que se apoya la carga es más ancha que la zona cargada directamente, en uno o más de sus lados, y su expansión lateral está restringida en los restantes, la resistencia máxima de diseño del concreto se toma igual a $1.7 F_R f_c' A_B$, donde $F_R = 0.65$ es el factor de resistencia para aplastamiento del concreto, y A_B es el área cargada.

3.6.2 Miembros en flexión

Esta sección se aplica a vigas compuestas formadas por secciones I, armaduras o largueros de alma abierta ("joists"), de acero estructural, interconectadas con una losa de concreto reforzado que se apoya directamente en el elemento de acero, o con una lámina acanalada sobre la que se cuele una losa de concreto, y a los mismos elementos de acero ahogados en concreto reforzado.

Las vigas compuestas con armaduras o largueros de alma abierta sólo pueden utilizarse en elementos libremente apoyados, que no formen parte del sistema que resiste las acciones laterales, a menos que en el diseño se tenga en cuenta la estabilidad de las cuerdas inferiores en las conexiones.

3.6.2.1 Hipótesis de diseño y métodos de análisis

- a) Distribuciones de esfuerzos en zonas donde se alcanza la resistencia última de la sección por plastificación completa de la misma

- 1) Cuando la losa, que está ligada a la viga, armadura o larguero de alma abierta de acero, por medio de conectores de cortante, forma parte del patín comprimido de la sección compuesta (zonas de momento positivo), se supone que el esfuerzo de compresión en el concreto tiene un valor f_c igual a

$$0.85f_c^* \quad (3.68)$$

uniforme en toda la zona comprimida, y se desprecia su resistencia a la tensión. Se considera, además, que la sección de acero completa está sometida a un esfuerzo uniforme igual a F_y , tanto en la zona que trabaja en tensión como en la zona comprimida, cuando ésta existe. La fuerza de tensión neta en la sección de acero debe ser igual a la fuerza de compresión en la losa de concreto.

- 2) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, se encuentra junto al patín en tensión (zonas de momento negativo), se supone que las barras de refuerzo paralelas a la viga contenidas en el ancho efectivo de la losa trabajan a un esfuerzo de tensión igual a F_{yr} , siempre que se satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, y se desprecia la resistencia a la tensión del concreto. Se considera que todo el perfil de acero está sometido a un esfuerzo uniforme, igual a F_y , ya sea en tensión o en compresión. La fuerza neta de compresión en la sección de acero debe ser igual a la fuerza total de tensión en las barras de refuerzo.

b) Distribución de esfuerzos en el intervalo elástico

Para determinar la distribución de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que las deformaciones unitarias en el acero y el concreto varían linealmente con la distancia al eje neutro. Los esfuerzos se obtienen multiplicando las deformaciones unitarias por el módulo de elasticidad del material que se esté considerando.

Los esfuerzos máximos en el acero, de tensión o compresión, y las compresiones en el concreto, correspondientes a solicitaciones de diseño, no deben exceder de F_y y f_c , respectivamente. Se desprecia la resistencia a la tensión del concreto.

c) Construcción compuesta completa

La viga trabaja en construcción compuesta completa cuando el número y la resistencia de los conectores de cortante son suficientes para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

d) Construcción compuesta parcial

Si la resistencia al cortante de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en estas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial. En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

e) Vigas, armaduras y largueros de alma abierta, ahogados en concreto

Puede suponerse que las vigas, armaduras y largueros de alma abierta, ahogados por completo en concreto colado al mismo tiempo que la losa están interconectados con él por adherencia natural, de manera que trabajan en construcción compuesta sin necesidad de conectores de cortante; para que esta suposición sea correcta han de cumplirse las condiciones siguientes:

- 1) Las vigas, armaduras o largueros de alma abierta no están pintados;
- 2) El recubrimiento de concreto en los lados y en la parte inferior del elemento de acero debe ser, como mínimo, de 50 mm;
- 3) El borde superior del elemento de acero está, cuando menos, 40 mm debajo del borde superior y 50 mm encima del borde inferior de la losa; y
- 4) El concreto que rodea al elemento de acero está provisto de una malla u otro acero de refuerzo adecuado para evitar que se desconche.

f) Métodos de análisis

Al efectuar el análisis de estructuras que contengan vigas compuestas deben considerarse las propiedades efectivas de las secciones en el instante en que se aplica cada incremento de carga, las que dependerán de que el concreto haya o no fraguado en ese instante. Este aspecto se tendrá en cuenta, entre otros casos, al determinar las rigideces relativas de miembros en estructuras continuas.

g) Análisis elástico

Para realizar análisis elásticos de vigas compuestas continuas no acarteladas es aceptable suponer que la rigidez de cada tramo es constante en toda su longitud; esta rigidez puede calcularse con el promedio pesado de los momentos de inercia en las zonas de momento positivo y negativo.

Si el elemento de acero estructural es de alma abierta, deben tenerse en cuenta las recomendaciones del segundo párrafo de la sección 3.6.2.

h) Análisis plástico

Cuando se utiliza análisis plástico, la resistencia de miembros compuestos en flexión se determina tomando como base las distribuciones de esfuerzos en secciones completamente plastificadas, dadas arriba.

Si el elemento de acero estructural es de alma abierta, deben tenerse en cuenta las recomendaciones del segundo párrafo de la sección 3.6.2.

3.6.2.2 Ancho efectivo

El ancho efectivo b_e de la losa de concreto, medido a cada lado del eje del elemento de acero, se toma igual a la menor de las distancias siguientes:

- a) Un octavo del claro de la viga, medido entre centros de los apoyos;
- b) La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente; o
- c) La distancia al borde de la losa.

3.6.2.3 Diseño de vigas compuestas con conectores de cortante

- a) Losa de concreto en compresión (zonas de momento positivo)

La viga compuesta está formada por el perfil, armadura o larguero de acero, los conectores de cortante y la losa de concreto o la lámina acanalada con el concreto colado sobre ella.

Las propiedades de la sección compuesta se determinan despreciando el concreto que trabaja en tensión.

Las armaduras y los largueros de alma abierta sólo pueden utilizarse en construcción compuesta completa; el eje neutro de la sección transformada debe estar dentro de la losa, de manera que todo el elemento de acero trabaje en tensión (caso 1); el área de la cuerda superior no se toma en cuenta al determinar las propiedades de la sección compuesta.

El momento resistente de diseño, M_{RC} , de una sección compuesta con la losa en compresión, es igual a $F_R M_n$, donde F_R se toma igual a 0.85 y M_n es el momento resistente nominal, que se calcula como se indica a continuación.

Caso 1. Construcción compuesta completa y eje neutro plástico en la losa; $\Sigma Q_n > A_s F_y$ y $A_s F_y \leq b_e t f_c$, donde ΣQ_n es la suma de las resistencias nominales de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y de momento nulo, b_e el ancho efectivo y t el grueso de la losa de concreto.

$$M_n = T_r e' = A_s F_y e' \quad (3.69)$$

e' , brazo del par resistente, se calcula con

$$a = \frac{A_s F_y}{b_e f_c} \quad (3.70)$$

Caso 2. Construcción compuesta completa y eje neutro en la sección de acero.

$$\Sigma Q_n \geq b_e t f_c \text{ y } b_e t f_c < A_s F_y$$

$$M_n = C_r e + C_r' e' \quad (3.71)$$

$$C_r' = b_e t f_c \quad (3.72)$$

$$C_r = \frac{A_s F_y - C_r'}{2} \quad (3.73)$$

Caso 3. Construcción compuesta parcial; $\Sigma Q_n < b_e t f_c''$ y $< A_s F_y$

$$M_{RC} = C_r e + C_r' e' \quad (3.74)$$

$$C_r' = \Sigma Q_n \quad (3.75)$$

$$C_r = \frac{A_s F_y - C_r'}{2} \quad (3.76)$$

e' , brazo del par resistente, se calcula con

$$a = \frac{C_r'}{b_e f_c''} = \frac{\Sigma Q_n}{b_e f_c''} \quad (3.77)$$

No se considera acción compuesta en el cálculo de resistencias en flexión cuando ΣQ_n es menor que 0.4 veces el menor de los valores $0.85b_e t f_c''$ y $A_s F_y$, ni en el cálculo de deflexiones cuando ΣQ_n es menor que 0.25 veces el menor de los valores $0.85b_e t f_c''$ y $A_s F_y$.

En las expresiones anteriores

A_s área de la sección transversal de la sección de acero;

T_r resistencia en tensión de la parte del área de acero que trabaja en tensión, aplicada en el centroide de esa parte;

C_r resistencia en compresión de la parte del área de acero que trabaja en compresión, aplicada en el centroide de esa parte;

C_r' resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión, aplicada en el centroide de esa parte;

a profundidad de la zona de concreto que trabaja en compresión;

e brazo de palanca entre la resistencia en compresión del acero, C_r , y su resistencia en tensión, T_r ; y

e' brazo de palanca entre la resistencia en compresión del concreto, C_r' , y la resistencia en tensión del acero, T_r .

b) Pandeo local del alma

El pandeo local del alma puede limitar la resistencia en flexión de una sección compuesta, que trabaja en flexión positiva, cuando el alma de la viga es esbelta, y una parte importante de ella trabaja en compresión.

Si $h/t_a \leq 3.71 \sqrt{E/F_y}$, F_R se toma igual a 0.85, y M_n , momento resistente nominal de la sección compuesta, se determina utilizando la distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas.

Si $h/t_a > 3.71 \sqrt{E/F_y}$, F_R se toma igual a 0.9, y M_n se determina por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

h y t_a son el peralte y el grueso del alma de la sección.

c) Losa de concreto en tensión (zonas de momento negativo)

El momento resistente de diseño M_R de las zonas que trabajan en flexión negativa puede tomarse igual al de la sección de acero sola (sección 3.3) o, si la viga es tipo 1 ó 2 (sección 2.3), y está contraventeada adecuadamente, puede calcularse con $F_R = 0.85$ y con el momento M_n correspondiente a las hipótesis del inciso 3.6.2.1.a.2.

3.6.2.4 Losa con lámina de acero acanalada

a) Generalidades

La resistencia de diseño en flexión, $M_{RC} = F_R M_n$, de elementos compuestos formados por una losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada conectada a vigas, armaduras o largueros de alma abierta (en el resto de esta sección se les da el nombre general de vigas), se determina como se indica en las secciones 3.6.2.1 a 3.6.2.3, con las modificaciones que siguen.

Esta sección se aplica a láminas acanaladas con nervaduras de altura nominal no mayor de 76 mm y ancho medio de 50 mm o más, pero en los cálculos no se tomará el ancho de las costillas de concreto mayor que la distancia libre mínima en la parte superior de la nervadura. En el inciso 3.6.2.4.c se indican restricciones adicionales.

La losa de concreto se unirá a la viga de acero por medio de conectores de cortante de barras de acero con cabeza ("headed steel studs"), de diámetro no mayor de 19 mm, que se soldarán a la viga directamente o a través de la lámina y, una vez instalados, sobresaldrán no menos de 38 mm del borde superior de la lámina.

Los conectores se pueden soldar a través de un máximo de dos láminas en contacto, cada una de ellas de no más de 1.71 mm de grueso total, incluyendo recubrimientos (1.52 mm de grueso nominal de la lámina de acero más un recubrimiento de zinc no mayor que el proporcionado por 275 g/m²). En caso contrario se utilizarán los procedimientos y se tomarán las precauciones indicadas por el fabricante de los conectores, o las láminas se perforarán previamente.

El grueso de la losa de concreto, por encima de la lámina, será, como mínimo, de 50 mm.

b) Nervaduras perpendiculares a la viga de acero

Cuando las nervaduras de la lámina acanalada son perpendiculares a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de A_c se desprecia el concreto colocado debajo de la parte superior de la lámina. A_c es el área efectiva de la losa de concreto.

La separación de los conectores de cortante colocados a lo largo de la viga no debe ser mayor de 900 mm.

La resistencia nominal de un conector de cortante de barra con cabeza se obtiene multiplicando el valor estipulado en la sección 3.6.5 por el factor de reducción siguiente:

$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} (w_r/h_r) [(H_s/h_r) - 1.0] \leq 1.0 \quad (3.78)$$

donde

h_r y w_r altura nominal y ancho medio de la nervadura, respectivamente;

H_s longitud del conector después de soldarlo (se toma igual o menor que $h_r + 76$ mm, aunque la altura real sea mayor); y

N_r número de conectores en una nervadura en su intersección con la viga (en los cálculos, no más de tres, aunque haya más conectores).

Cuando se coloca un solo conector en una nervadura perpendicular a la viga de acero, el factor de resistencia de la ec. 3.78 no debe ser mayor de 0.75.

Para evitar que se levante y se separe de los elementos que la soportan, la lámina debe estar anclada a ellos en puntos separados no más de 450 mm; el anclaje puede ser proporcionado por los conectores de cortante, una combinación de conectores y puntos de soldadura al arco eléctrico, u otros medios especificados por el diseñador.

c) Nervaduras paralelas a la viga de acero

Cuando las nervaduras de la lámina acanalada son paralelas a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección puede incluirse el concreto colocado debajo de la parte superior de la lámina, y en el cálculo de A_c (sección 3.6.5), debe incluirse ese concreto.

Las nervaduras de la lámina que quedan sobre la viga de soporte pueden cortarse longitudinalmente y separarse, para formar una costilla de concreto más ancha.

Cuando la altura nominal de la lámina acanalada es de 38 mm o más, el ancho promedio w_r de la costilla apoyada en la viga no será menor de 50 mm para el primer conector en una hilera transversal, más cuatro diámetros por cada conector adicional.

La resistencia nominal de un conector de cortante de barra de acero con cabeza es el valor estipulado en la sección 3.6.5, pero cuando w_r/h_r es menor que 1.5, ese valor se multiplica por el factor de reducción

$$0.6(w_r/h_r) [(H_s/h_r) - 1.0] \leq 1.0 \quad (3.79)$$

donde w_r , h_r y H_s se definieron arriba.

3.6.2.5 Resistencia de diseño de vigas ahogadas en concreto

La resistencia de diseño en flexión, $F_R M_n$, se evaluará tomando F_R igual a 0.9 y determinando M_n por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

Como una alternativa, cuando el elemento de acero es una viga de alma llena, la resistencia en flexión, $F_R M_n$, puede determinarse tomando F_R igual a 0.9 y calculando M_n con la suposición de que la sección de acero está completamente plastificada, sin considerar ninguna resistencia adicional por el recubrimiento de concreto.

Si se colocan los conectores de cortante necesarios, y el concreto satisface los requisitos aplicables del inciso 3.6.1.1.b, la resistencia de diseño en flexión, $F_R M_n$, puede considerarse igual a la que corresponde a la plastificación completa de la sección compuesta, con F_R igual a 0.85.

3.6.2.6 Resistencia durante la construcción

Cuando no se emplea apuntalamiento provisional durante la construcción, la sección de acero debe tener la resistencia necesaria para soportar, por sí sola, todas las cargas aplicadas antes de que el concreto adquiera el 75 por ciento de su resistencia especificada, f_c' .

La resistencia de diseño en flexión de la sección de acero se determina de acuerdo con los requisitos de la sección 3.3.

3.6.3 Resistencia de diseño en cortante

La resistencia de diseño en cortante de las vigas compuestas es la del alma de la viga de acero, determinada de acuerdo con los requisitos de la sección 3.3.3, o del sistema de alma de la armadura o larguero de alma abierta. Por consiguiente, el alma y las conexiones de los extremos de la viga de acero deben diseñarse para soportar la reacción total.

En el diseño de elementos del alma de armaduras y largueros de alma abierta que trabajen en compresión se toma F_R igual a 0.75.

3.6.4 Flexocompresión

El diseño de miembros compuestos flexocomprimidos se efectuará con las ecuaciones 3.51 y 3.56, en las que se harán las modificaciones siguientes:

M_m , M_{px} y M_{py} resistencias nominales en flexión determinadas suponiendo que la sección transversal compuesta está completamente plastificada, excepto en el caso que se indica abajo;

$P_E = A_t \pi^2 E_m / (KL/r)^2$ carga crítica nominal de pandeo elástico;

R_c resistencia nominal bajo fuerza axial, calculada como se indica en la sección 3.6.1.2;

F_R factor de resistencia; en flexión se tomarán los valores dados en la sección 3.6.2.3; en compresión, F_R se toma igual a 0.85; y

λ parámetro de esbeltez de la columna definido en la sección 3.2.2, calculado teniendo en cuenta las secciones 3.6.1.1 y 3.6.1.2.

Cuando el primer término de la ecuación 3.56, que corresponde a la fuerza axial, es menor que 0.3, la resistencia nominal en flexión M_m , M_{px} o M_{py} , se determina por interpolación lineal entre los valores que corresponden a la plastificación completa de la sección transversal compuesta, con $P_u / F_R R_c = 0.3$, y los calculados de acuerdo con la sección 3.6.2 para $P_u = 0$.

Si se emplean conectores de cortante cuando $P_u = 0$, deben colocarse siempre que $P_u / F_R R_c$ sea menor que 0.3.

3.6.5 Conectores de cortante

Esta sección se refiere al diseño de conectores de cortante consistentes en segmentos de canal o barras de acero con cabeza soldados al patín de la viga, armadura o larguero de alma abierta. Para utilizar conectores de otros tipos, véase la sección 3.6.6.

3.6.5.1 Materiales

Los conectores de cortante serán canales de alguno de los aceros estructurales indicados en la sección 1.3.1, laminadas en caliente, o barras de acero con cabeza, que deben satisfacer los requisitos de la sección 1.3.5 cuya longitud, después de su colocación, no será menor de cuatro diámetros del vástago. Los conectores de cortante deberán estar ahogados en losas hechas con un concreto de peso volumétrico no menor que 15 kN/m^3 (1500 kg/m^3).

3.6.5.2 Fuerza cortante horizontal

Excepto en el caso de elementos de acero ahogados en concreto, que se trata en las secciones 3.6.2.1 y 3.6.2.5, toda la fuerza cortante horizontal que se desarrolla en la superficie de contacto entre el elemento de acero y la losa de concreto debe ser transmitida por conectores de cortante.

Cuando el concreto trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se toma igual al menor de los valores siguientes:

- a) $0.85 f_c' A_c$
- b) $A_s F_y$
- c) ΣQ_n

donde

f_c' resistencia especificada del concreto en compresión;

A_c área efectiva de la losa de concreto;

A_s área de la sección transversal del perfil de acero;

F_y esfuerzo de fluencia especificado del acero del perfil; y

ΣQ_n suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo positivo y de momento nulo. Este valor es aplicable sólo a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial.

En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre los puntos de momento negativo máximo y de momento nulo se toma igual al menor de los valores:

- a) $A_r F_{yr}$
- b) ΣQ_n

donde

A_r área de las barras de refuerzo longitudinal, colocadas en el ancho efectivo de la losa, que satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto;

F_{yr} esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal; y

ΣQ_n se ha definido arriba. Este valor es aplicable sólo a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial.

3.6.5.3 Resistencia de conectores de barra de acero con cabeza

La resistencia nominal¹ de un conector de barra de acero con cabeza, ahogado en una losa maciza de concreto, es:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c^* E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (3.80)$$

donde

A_{sc} área de la sección transversal del vástago del conector;

f_c^* resistencia nominal del concreto en compresión
 $= 0.8 f_c'$;

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero del conector ($F_u = 414$ MPa; $4\,220$ kg/cm², para los conectores que se usan generalmente; ver sección 1.3.4); y

E_c módulo de elasticidad del concreto, que puede calcularse como se indica en la sección 3.6.1.2.

¹ No se especifica un factor de resistencia para los conectores porque el que se emplea para determinar la resistencia de diseño en flexión de las vigas compuestas tiene en cuenta todas las fuentes de variabilidad, incluyendo las asociadas con los conectores de cortante.

Cuando los conectores están ahogados en una losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada, la resistencia calculada con la ecuación 3.80 se reduce multiplicándola por el que sea aplicable de los factores dados por las ecuaciones 3.78 y 3.79. Los factores de reducción se aplican sólo al término $0.5A_{sc} \sqrt{f_c^* E_c}$ de la ecuación 3.80.

3.6.5.4 Resistencia de conectores de canal

La resistencia nominal de una canal embebida en una losa maciza de concreto, utilizada como conector de cortante, es:

$$Q_n = 0.3(t_p + 0.5t_a)L_c \sqrt{f_c^* E_c} \quad (3.81)$$

donde

- t_p grueso del patín;
- t_a grueso del alma; y
- L_c longitud de la canal.

La resistencia de la soldadura que une los conectores con el patín de la viga será, cuando menos, igual a la resistencia del conector.

3.6.5.5 Número de conectores

El número de conectores de cortante que se colocarán entre la sección de momento máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento nulo, será igual a la fuerza cortante horizontal calculada de acuerdo con la sección 3.6.5.2 dividida entre la resistencia nominal de cada conector, determinada como se indica en la sección 3.6.5.3 ó 3.6.5.4, o en los incisos 3.6.2.4.b y 3.6.2.4.c.

Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, deben colocarse los conectores de cortante necesarios para obtener un trabajo en construcción compuesta completa, de acuerdo con la ecuación

$$\sum Q_n = N Q_n = 1.3A_{ci} F_y \quad (3.82)$$

donde

- N número de conectores colocados entre el punto de momento máximo y el punto más cercano de momento nulo;
- Q_n resistencia al corte de un conector; y
- A_{ci} área de la sección transversal de la cuerda inferior de la armadura o larguero.

3.6.5.6 Colocación y espaciamiento de los conectores

Los conectores de cortante que se necesitan a cada lado del punto de momento flexionante máximo, positivo o negativo, $M_{m\acute{a}x}$, pueden distribuirse uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo, con

la salvedad de que el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada aplicada en esa zona y el punto más cercano de momento nulo no será menor que el calculado con la expresión

$$N \left(\frac{M - M_r}{M_{m\acute{a}x} - M_r} \right) \quad (3.83)$$

donde

- M momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de la carga concentrada;
- M_r momento resistente de diseño de la sección de acero; y
- N se ha definido arriba.

Los conectores colocados en losas macizas de concreto deben tener, como mínimo, 25 mm de recubrimiento lateral de concreto. El diámetro del vástago de los conectores de barra con cabeza no excederá de 2.5 veces el grueso de la parte a la que se suelden, excepto en los casos en que se coloquen en el patín de una sección I o H, exactamente sobre el alma.

Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, el cociente τ del diámetro del conector entre el grueso del material al que se suelda no debe ser mayor de 4.0. Si $4.0 \geq \tau > 2.5$, la resistencia del conector se multiplica por un factor de reducción $R_f = 2.67 - 0.67\tau \leq 1.0$.

La separación mínima centro a centro de los conectores de barra con cabeza será de seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga de apoyo y de cuatro diámetros en la dirección perpendicular a ese eje, pero cuando se coloquen en costillas de láminas acanaladas perpendiculares a la viga, esas separaciones serán de cuatro diámetros en cualquier dirección. La separación máxima entre centros de conectores de cortante no excederá de ocho veces el grueso total de la losa, ni de 900 mm. En losas coladas sobre una lámina acanalada, en el grueso total se incluye el peralte de las nervaduras.

3.6.6 Casos especiales

Si la construcción compuesta no cumple alguno de los requisitos de las secciones 3.6.1 a 3.6.5, la resistencia de los conectores de cortante y los detalles constructivos se determinarán por medio de un programa adecuado de ensayos, aprobado por la Administración.

3.6.7 Refuerzo de la losa

Las losas deben reforzarse adecuadamente para soportar todas las cargas y para controlar tanto las grietas normales al eje de la viga compuesta como las longitudinales sobre el elemento de acero.

3.6.7.1 Refuerzo paralelo

El refuerzo paralelo al eje de la viga en regiones de momento flexionante negativo (losa en el borde en tensión) de vigas compuestas debe anclarse ahogándolo en concreto en compresión. Debe prestarse especial atención al refuerzo de losas continuas sobre apoyos flexibles (libres o articulados) de los elementos de acero.

3.6.7.2 Refuerzo transversal

a) Losas macizas

Debe colocarse refuerzo transversal sobre el perfil, armadura o larguero de acero, a menos que se sepa, por experiencia, que es poco probable que se formen grietas longitudinales, debidas a la acción compuesta, directamente sobre ellos. El refuerzo adicional se colocará en la parte inferior de la losa, y se anclará de manera que desarrolle su resistencia al flujo plástico. Su área no será menor que 0.002 veces el área de concreto que se está reforzando, y las barras que lo componen se distribuirán uniformemente.

b) Losas sobre lámina acanalada

Cuando las nervaduras son paralelas al eje de la viga, el área del refuerzo transversal no será menor que 0.002 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido.

Cuando las nervaduras son perpendiculares al eje de la viga, el área del refuerzo transversal no será menor que 0.001 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido.

3.6.8 Propiedades elásticas aproximadas de vigas en construcción compuesta parcial

En el cálculo de esfuerzos y deformaciones en régimen elástico de vigas de alma llena en construcción compuesta parcial deben incluirse los efectos del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

El momento de inercia efectivo I_{ef} de una viga parcialmente compuesta, con la losa de concreto apoyada y conectada directamente al perfil de acero, o colada sobre una lámina acanalada y conectada a la viga a través de ella, se calcula aproximadamente con la ecuación

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{(\sum Q_n / C_f)} (I_{tr} - I_a) \quad (3.84)$$

donde

I_a momento de inercia de la sección de acero;

I_{tr} momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada completa;

$\sum Q_n$ suma de resistencia de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y momento nulo; y

C_f fuerza de compresión en la losa de concreto correspondiente a trabajo compuesto completo, o sea el menor de los valores $0.85f_c' A_c$ y $A_s F_y$ (sección 3.6.5.2).

El módulo de sección efectivo S_{ef} , referido al patín de tensión de la viga en construcción compuesta parcial, con o sin lámina acanalada, es aproximadamente igual a

$$S_{ef} = S_a + \sqrt{(\sum Q_n / C_f)} (S_{tr} - S_a) \quad (3.85)$$

donde S_a y S_{tr} son los módulos de sección del perfil de acero estructural y de la sección compuesta no agrietada transformada, ambos referidos al patín en tensión de la sección de acero.

Las fórmulas anteriores no son aplicables cuando la relación $\Sigma Q_n/C_f$ es menor que 0.25; la relación mencionada no debe ser menor que ese límite, pues en caso contrario pueden presentarse deslizamientos excesivos, acompañados por disminuciones importantes de la rigidez de la viga compuesta.

3.6.9 Deflexiones

3.6.9.1 Vigas de acero de alma llena

En el cálculo de las deflexiones deben incluirse los efectos del flujo plástico y la contracción del concreto, y la pérdida de rigidez ocasionada, en su caso, en vigas de alma llena en construcción compuesta parcial, así como el deslizamiento entre los dos materiales, acero y concreto. También deben tenerse en cuenta los efectos de la continuidad, completa o parcial, en la viga de acero y la losa de concreto, que reduce las deflexiones calculadas suponiendo vigas apoyadas libremente.

Los efectos del trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, el flujo plástico y la contracción del concreto, pueden tenerse en cuenta, de una manera aproximada, como sigue:

- Para considerar la pérdida de rigidez producida por el trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, las deflexiones se calculan usando el momento de inercia efectivo dado por la ecuación 3.84.
- La deflexión adicional producida por la contracción del concreto en vigas apoyadas libremente se determina con la expresión

$$\Delta_s = \frac{\varepsilon_f A_c L^2 y}{8 n I_{tr}} \quad (3.86)$$

donde

- ε_f deformación unitaria del concreto producida por la contracción libre (varía entre 400×10^{-6} y 1100×10^{-6} , con un promedio de alrededor de 800×10^{-6});
- A_c área efectiva de la losa de concreto;
- L claro de la viga;
- n relación modular, E/E_c ;
- y distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de la sección compuesta; y
- I_{tr} momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada.

3.6.9.2 Armaduras y largueros de alma abierta

- Por carga viva. Las deflexiones por carga viva de las armaduras compuestas pueden determinarse utilizando el momento de inercia efectivo

$$I_{ef} = I_a' + 0.77(I_t' - I_a') \quad (3.87)$$

con lo que se tiene en cuenta la flexibilidad de los conectores y el deslizamiento entre el concreto y el acero.

I_a' e I_t' son los momentos de inercia de la armadura de acero y de la armadura compuesta, basados en el área de las cuerdas de la armadura y en la sección transformada de concreto, divididos entre 1.10, para incluir el efecto de la flexibilidad de los elementos del alma de la armadura.

b) Por contracción del concreto. Se utiliza el procedimiento dado en el inciso 3.6.9.1.b.

3.6.10 Estructuras compuestas que trabajan en dos direcciones

Cuando se use construcción compuesta en sistemas formados por vigas que trabajan en dos direcciones, generalmente ortogonales, deberán satisfacerse todos los requisitos de este capítulo, con las modificaciones correspondientes al sistema estructural empleado.

3.7 Almas y patines con cargas concentradas

3.7.1 Bases para el diseño

Las almas de los miembros de sección transversal H o I sobre los que actúan cargas concentradas aplicadas en un solo patín que producen compresiones en el alma, deben satisfacer los requisitos de las secciones 3.7.3, 3.7.4 y 3.7.5, que corresponden, respectivamente, a resistencia a la iniciación del flujo plástico, al aplastamiento, y a pandeo con desplazamiento lateral. Cuando las cargas están aplicadas en los dos patines de una misma sección transversal, las almas cumplirán los requisitos de las secciones 3.7.3, 3.7.4 y 3.7.6, referentes a resistencias y a pandeo.

Para el diseño de almas sujetas a fuerzas cortantes elevadas véase la sección 3.7.7, y para el de atiesadores de apoyo, la sección 3.7.8.

Cuando actúen cargas concentradas aplicadas en uno o en los dos patines, que traten de que éstos se deformen flexionándose localmente hacia afuera, y producen tensiones en el alma, deberán cumplirse los requisitos de las secciones 3.7.2 y 3.7.3.

Los atiesadores transversales o en diagonal, y las placas adosadas al alma, de las secciones 3.7.2 a 3.7.7 deben satisfacer, además, los requisitos de las secciones 3.7.8 y 3.7.9, respectivamente.

3.7.2 Flexión local de los patines

Esta sección se refiere a la flexión local de los patines producida por una carga lineal, normal al eje del alma, que trata de deformarlos flexionándolos hacia afuera. Un ejemplo de este tipo de carga es la producida, en el patín de una columna, por el patín en tensión de una viga conectada rigidamente a ella.

La resistencia de diseño en flexión de un patín sometido a una carga lineal de tensión del tipo de la indicada en el párrafo anterior, es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 0.9 y R_N está dada por:

$$R_N = 6.25 t_p^2 F_y \quad (3.88)$$

donde t_p es el grueso del patín en el que está aplicada la carga.

Si la fuerza exterior de diseño no es mayor que $F_R R_N$, donde R_N está dada por la ecuación anterior, los patines no requieren ningún refuerzo. En caso contrario, debe utilizarse un par de atiesadores, colocados en los dos lados del alma y ligados a ella y a los patines, que coincidan con el elemento que aplica la fuerza exterior. La longitud de los atiesadores debe ser, como mínimo, la mitad del peralte del alma.

Los atiesadores se sueldan al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponde, y al alma, para transmitirle esa fuerza.

Si la fuerza exterior está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $10t_p$, R_N se reduce en 50 por ciento.

Cuando la longitud de la carga lineal, medida normalmente al alma de la sección que la recibe, no excede de $0.15b$, donde b es el ancho del patín, no es necesario revisar la ecuación 3.88.

3.7.3 Flujo plástico local del alma

La región crítica del alma es la que corresponde, en secciones laminadas, a la iniciación de las curvas de unión con los patines, y en secciones soldadas, a los bordes de las soldaduras de unión entre alma y patines.

La resistencia de diseño en la región crítica del alma de miembros de sección transversal H o I en los que actúan cargas concentradas que producen tensiones o compresiones en el alma es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 1.0 y R_N se determina como sigue:

- a) Cuando la fuerza que debe ser resistida es una carga concentrada que produce tensión o compresión en el alma del elemento que la recibe, aplicada en un punto o a lo largo de una recta normal al alma de ese elemento, situada a una distancia del extremo del elemento no menor que su peralte,

$$R_N = (5k + N) F_y t_a \quad (3.89)$$

donde

- F_y esfuerzo de fluencia especificado del acero del alma;
 N longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica la fuerza lineal;
 k distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma definida arriba; y
 t_a grueso del alma.

- b) Cuando la fuerza que debe ser resistida cumple las condiciones del inciso 3.7.3.a, pero está aplicada en el extremo del elemento que la recibe, o a una distancia del extremo del elemento menor que su peralte,

$$R_N = (2.5k + N) F_y t_a \quad (3.90)$$

Las ecuaciones 3.89 y 3.90 se aplican, entre otros casos, a los apoyos de vigas o traves, siendo la fuerza exterior la reacción en el apoyo, a conexiones rígidas entre vigas y columnas, en las que la fuerza exterior es la aplicada en la columna por el patín, en tensión o compresión, de la viga, y a las zonas de vigas en que haya cargas concentradas producidas por otras vigas o columnas que se apoyan en ellas.

Si la fuerza exterior factorizada excede el valor dado por la ecuación 3.89 ó 3.90 ha de aumentarse la longitud del apoyo, repartirse la carga en una zona más amplia, reforzar el alma por medio de placas adosadas a ella o colocar atiesadores en pares, en los dos lados del alma. Cuando la fuerza es tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponda; cuando es compresión, se sueldan o se ajustan al patín; en uno u otro caso, la soldadura que los une con el alma debe transmitirle a ésta la fuerza en el atiesador.

3.7.4 Estabilidad de almas delgadas

La compresión producida en el alma por una carga concentrada aplicada a través de un patín que no está soportado por atiesadores, no debe ser mayor que $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 0.75, y R_N se determina como sigue:

- a) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro que es mayor o igual que $d/2$,

$$R_N = 0.80 t_a^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d} \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} \quad (3.91)$$

- b) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $d/2$,

Si $N/d \leq 0.2$

$$R_N = 0.40 t_a^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d} \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} \quad (3.92)$$

Si $N/d > 0.2$

$$R_N = 0.40 t_a^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} \quad (3.93)$$

donde

d peralte total del miembro,; y

t_p grueso de sus patines. t_a y N se han definido arriba.

Si no se cumplen las condiciones anteriores, se colocará un par de atiesadores o una placa adosada al alma. Los atiesadores estarán en contacto con el patín que recibe la carga, para resistirla por aplastamiento, o soldados a él; la soldadura que los conecta con el alma se dimensionará para transmitirle la fuerza en los atiesadores.

3.7.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral

Cuando el desplazamiento lateral relativo entre el patín cargado, en compresión, y el patín en tensión, no está restringido en el punto de aplicación de la carga concentrada, por medio de atiesadores o de contraventeo lateral, la resistencia del alma de miembros sujetos a cargas concentradas de compresión es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 0.85 y la resistencia nominal R_N se determina como sigue:

a) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, está restringida:

Si $(d_c/t_a)/(L/b) \leq 2.3$

$$R_N = \frac{C_r t_a^3 t_p}{d_c^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{d_c/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \quad (3.94)$$

Si $(d_c/t_a)/(L/b) > 2.3$, no es necesario revisar este estado límite.

Si se requiere una resistencia del alma mayor que $F_R R_N$, el patín inferior debe soportarse lateralmente, o deben colocarse, frente a la fuerza concentrada de compresión, un par de atiesadores o una placa adosada al alma, que ocupen, cuando menos, la mitad del peralte del alma.

Los atiesadores estarán en contacto con el patín que recibe la carga, para resistirla por aplastamiento, o soldados a él para desarrollar la fuerza exterior completa; la soldadura que los conecta con el alma se dimensionará para transmitir la fuerza en los atiesadores.

Como una alternativa, pueden utilizarse placas adosadas al alma, dimensionadas para resistir la fuerza aplicada total.

b) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, no está restringida:

Si $(d_c/t_a)/(L/b) \leq 1.7$

$$R_N = \frac{C_r t_a^3 t_p}{d_c^2} \left[0.4 \left(\frac{d_c/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \quad (3.95)$$

Si $(d_c/t_a)/(L/b) > 1.7$, no es necesario revisar este estado límite.

En las ecuaciones anteriores

L mayor longitud no contraventeada lateralmente en la zona donde está aplicada la carga, medida a lo largo de cualquiera de los patines;

b y t_p ancho y grueso del patín;

t_a grueso del alma;

d_c peralte del alma entre las regiones críticas definidas en la sección 3.7.3;

Si $M_u < M_y$ en el punto de aplicación de la carga:

$$C_r = 6.62 \times 10^6 \text{ MPa (67 500 000 kg/cm}^2\text{); y}$$

Si $M_u \geq M_y$ en el punto de aplicación de la carga:

$$C_r = 3.31 \times 10^6 \text{ MPa (33 750 000 kg/cm}^2\text{).}$$

Si se requiere una resistencia del alma mayor que $F_R R_N$, los dos patines se soportarán lateralmente en la sección en que está aplicada la carga concentrada.

3.7.6 Pandeo en compresión del alma

La resistencia de diseño en compresión de porciones no atiesadas del alma de miembros en los que actúan cargas concentradas aplicadas en los dos patines es $F_R R_N$, donde F_R se toma igual a 0.9 y

$$R_N = \frac{24 t_a^3 \sqrt{E F_y}}{d_c} \quad (3.96)$$

d_c se define en la sección 3.7.5.

Cuando el par de fuerzas concentradas de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que $d/2$, R_N se reduce en 50 por ciento.

El valor de R_N puede incrementarse por medio de un atiesador o un par de atiesadores, ligados al alma, o de una placa adosada a ella, de peralte completo. Los atiesadores pueden ajustarse o soldarse al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponde; en uno u otro caso, la soldadura que los une con el alma debe transmitir a ésta la fuerza en el atiesador.

3.7.7 Fuerza cortante en el alma

La resistencia de diseño en cortante del alma comprendida entre las fronteras de las conexiones rígidas de miembros cuyas almas se encuentran en un mismo plano es $F_R R_V$, donde F_R se toma igual a 0.9 y R_V se determina como sigue:

- a) Cuando no se tiene en cuenta en el análisis el efecto de la deformación del tablero de alma en la estabilidad de la estructura,

Si $P_u \leq 0.4P_y$

$$R_V = 0.60F_y d_c t_a \quad (3.97)$$

Si $P_u > 0.4P_y$

$$R_V = 0.60F_y d_c t_a \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right) \quad (3.98)$$

- b) Cuando se tiene en cuenta la inestabilidad de la estructura en el análisis, incluyendo deformaciones plásticas en el tablero de alma.

Si $P_u \leq 0.75P_y$

$$R_V = 0.60F_y d_c t_{ac} \left(1 + \frac{3b_{pc} t_{pc}^2}{d_v d_c t_{ac}} \right) \quad (3.99)$$

Si $P_u > 0.75P_y$

$$R_V = 0.60F_y d_c t_{ac} \left(1 + \frac{3b_{pc} t_{pc}^2}{d_v d_c t_{ac}} \right) \left(1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right) \quad (3.100)$$

donde

- d_c peralte total de la sección que se está revisando por cortante (generalmente una columna);
- t_{ac} , t_{pc} y b_{pc} grueso del alma y grueso y ancho del patín de esa sección, respectivamente;
- P_u fuerza de compresión de diseño en la sección; y
- d_v peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga).

Si se requiere una resistencia del alma mayor que $F_R R_V$, se reforzará con placas adosadas a ella o con atiesadores en diagonal. Unas u otros, y sus soldaduras, se diseñarán para desarrollar la parte de la fuerza cortante total que les corresponde.

3.7.8 Atiesadores

Se colocarán atiesadores en pares, en los dos lados del alma, en todos los extremos libremente apoyados de vigas y trabes, y en los apoyos intermedios de vigas continuas; estos atiesadores ocuparán el peralte completo del alma, y se diseñarán como se indica en la sección 4.5.5. También se colocarán pares de atiesadores o placas adosadas al alma en puntos intermedios de vigas, trabes o columnas, en los que actúen cargas concentradas que produzcan acciones de diseño en el alma mayores que la resistencia de diseño $F_R R_N$ dada en la que sea aplicable de las secciones 3.7.2 a 3.7.7.

Además, se cumplirán los requisitos siguientes (algunos de ellos se han mencionado con anterioridad):

- a) Los atiesadores que trabajan en compresión se dimensionarán de manera que no fallen por pandeo local. Para ello deben satisfacer los requisitos de la sección 2.3;
- b) La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del grueso del alma del miembro sobre el que actúa la carga concentrada no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión a través de los que se aplica esa carga;
- c) El grueso de los atiesadores no será menor que la mitad del grueso del patín o placa a través de la que se aplica la carga concentrada;
- d) Cuando la carga concentrada actúa en un solo patín del elemento que la recibe, basta con que los atiesadores lleguen a la mitad del peralte del alma;
- e) La soldadura que une los atiesadores con el alma del elemento sobre el que actúan cargas concentradas debe dimensionarse para que transmita la fuerza en los atiesadores ocasionada por los momentos diferentes que obran en los lados opuestos del elemento atiesado; y
- f) Cuando la carga normal al patín es de tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado; cuando la carga es de compresión, pueden soldarse o ajustarse al patín cargado; en el segundo caso la carga se transmite por contacto directo entre el patín y los atiesadores. Cuando se utilice soldadura, debe dimensionarse para que transmita al atiesador la totalidad de la fuerza aplicada en el patín.

3.7.9 Placas adosadas al alma

Cuando se empleen placas adosadas al alma, deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- a) El grueso y tamaño de la placa, o placas, serán los necesarios para proporcionar el material requerido para igualar, o exceder, la demanda de resistencia.
- b) Las soldaduras de las placas transmitirán la parte de la fuerza total que les corresponda.

Pueden colocarse dos placas, a uno y otro lado del alma, o una sola. Esta solución suele ser más económica.

4. REQUISITOS ADICIONALES PARA DISEÑO

En este capítulo se incluyen requisitos que deben satisfacerse al diseñar diversos tipos de elementos estructurales.

4.1 Miembros en flexión formados por dos o más vigas

Cuando un miembro en flexión está formado por dos o más vigas o canales colocadas lado a lado, éstas deben conectarse entre sí a intervalos no mayores de 1.50 m. Los separadores utilizados para unir vigas de 300 mm o más de peralte tendrán, como mínimo, dos remaches o tornillos en cada extremo. Cuando haya cargas concentradas que deban transmitirse de una viga a otra, o distribuirse entre varias, se colocarán entre ellas diafragmas de rigidez suficiente; si la torsión es significativa, se tendrá en cuenta en el diseño. Las vigas expuestas al intemperismo se sellarán para evitar la corrosión de las superficies interiores, o se espaciarán lo suficiente para poderlas limpiar y pintar.

4.2 Miembros en compresión compuestos por varios perfiles (miembros armados en compresión)

Los miembros comprimidos completos, y todas las partes que los constituyen, deben satisfacer los requisitos de las secciones 2.2 y 2.3. Los elementos componentes de miembros deben estar unidos entre sí, en sus extremos, de una manera que asegure el trabajo de conjunto; si están en contacto, se colocará entre ellos una soldadura de longitud no menor que el ancho máximo del miembro, o tornillos o remaches, separados longitudinalmente no más de cuatro diámetros, en una distancia igual a 1.5 veces el ancho mínimo del miembro.

4.2.1 Separación entre remaches, tornillos o soldaduras

Entre las conexiones en los extremos indicados arriba, y exceptuando los casos en que se requiera una separación menor para transmitir las cargas o para sellar superficies inaccesibles, la separación longitudinal entre remaches o tornillos intermedios, medida a lo largo de la línea en que están colocados, o la separación longitudinal libre entre soldaduras intermitentes, en miembros armados en compresión, no excederá al que sea aplicable de los valores siguientes:

- a) $0.75 t \sqrt{E / F_y}$, sin exceder de 300 mm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección en los casos en que están conectadas por medio de remaches o tornillos colocados en todas las líneas de gramil, o de soldaduras intermitentes depositadas a lo largo de los bordes.

- b) $1.16 t \sqrt{E/F_y}$, sin exceder de 450 mm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección, en los casos en que los remaches, tornillos o soldaduras intermitentes que los conectan están colocados alternados en líneas paralelas.

donde

t grueso de la placa exterior; y

F_y esfuerzo de fluencia mínimo garantizado de la placa exterior.

Los requisitos anteriores no siempre proporcionan un ajuste continuo entre los elementos en contacto. Cuando la corrosión pueda constituir un problema serio, puede ser necesario disminuir la separación entre remaches, tornillos o soldaduras, o colocar soldaduras a todo lo largo de los bordes.

4.2.2 Relaciones de esbeltez

En miembros comprimidos formados por dos o más perfiles laminados, en contacto o separados unos de otros, unidos por medio de elementos intermitentes (miembros armados), la relación de esbeltez de cada perfil, basada en su radio de giro mínimo y la distancia entre puntos de unión, no será mayor que la del miembro compuesto completo.

La resistencia en compresión del miembro armado se basará en:

- a) La relación de esbeltez del miembro armado completo, con respecto al eje apropiado, cuando la forma de pandeo no produce deformaciones relativas que ocasionen fuerzas cortantes en los elementos de conexión entre perfiles individuales (Ejemplo: dos canales unidas entre sí por los patines, con placas interrumpidas, que se pandean por flexión alrededor del eje paralelo a las placas).
- b) Una relación de esbeltez equivalente, respecto al eje normal al considerado en el inciso 4.2.2.a, cuando la forma de pandeo produce deformaciones relativas que ocasionan fuerzas cortantes en los elementos de unión; su valor es

- 1) Cuando los sujetadores intermedios son tornillos no pretensionados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_e = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{KL}{r}\right)_i^2} \quad (4.1)$$

- 2) Cuando los conectores intermedios son soldaduras o tornillos pretensionados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_e = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{1 + \alpha^2} \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (4.2)$$

donde

$(KL/r)_e$ relación de esbeltez equivalente del miembro armado;

$(KL/r)_0$ relación de esbeltez del miembro armado, suponiendo que trabaja como una unidad;

$(KL/r)_i$ relación de esbeltez máxima entre elementos de unión, de una parte componente del miembro armado;

a distancia entre sujetadores o distancia libre entre soldaduras;

r_i radio de giro mínimo de un elemento individual, respecto a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro completo;

$$\alpha = h / 2r_i$$

h distancia entre centroides de los elementos individuales, perpendicular al eje de pandeo del miembro completo.

c) Cuando el miembro armado está formado por dos perfiles laminados unidos entre sí, en contacto o separados solamente por una placa, tales como ángulos o canales espalda con espalda, la relación de esbeltez máxima de las partes componentes, entre conectores o soldaduras, se basará en un factor de longitud efectiva de 1.0 cuando los conectores son tornillos no pretensionados y de 0.65 cuando se usa soldadura o tornillos pretensionados.

d) Cuando el miembro armado está formado por dos perfiles laminados, unidos entre sí con celosía o placas interrumpidas, la relación de esbeltez máxima de las partes componentes, entre conectores o soldaduras, se basará en un factor de longitud efectiva de 1.0, tanto para tornillos sin pretensión o con ella, como para soldaduras.

Si el miembro en compresión consiste en dos ángulos en estrella, unidos entre sí cuando menos en los tercios de su longitud, no es necesario revisar si se satisfacen los requisitos de esta sección.

Los sujetadores y las placas de unión, si las hay, del inciso 4.2.2.c, se diseñan para que resistan una fuerza no menor que el uno por ciento de la compresión total en el miembro armado.

4.2.3 Celosías y diafragmas

Los lados abiertos de miembros comprimidos formados por placas o perfiles se conectarán entre sí por medio de celosías o placas interrumpidas.

La celosía constituirá un sistema triangulado completo. Puede estar formada por soleras, varillas o perfiles. La separación de los puntos en los que los elementos de la celosía se conectan con los componentes principales será tal que la relación de esbeltez de cada elemento principal, determinada entre esos puntos de conexión, no sea mayor que la relación de esbeltez que gobierna el diseño del miembro completo. La celosía debe diseñarse para resistir una fuerza cortante, normal al eje longitudinal del miembro completo, no menor que el 2.5 por ciento de la fuerza de compresión total en el miembro, más la fuerza cortante producida por fuerzas transversales, cuando las haya.

La relación de esbeltez de los elementos que forman la celosía no excederá de 140, si la celosía es sencilla, ni de 200, cuando es doble.

Cuando se emplee celosía sencilla, la longitud efectiva será la distancia entre conexiones con los elementos principales. Si la celosía es doble, los elementos que la forman deben estar unidos entre sí en sus intersecciones; la longitud efectiva es, en ese caso, el 70 por ciento de la distancia anterior.

El ángulo que forman los elementos de la celosía con el eje longitudinal del miembro completo será, de preferencia, no menor de 45 grados para celosía doble, ni de 60 grados para la sencilla.

En los extremos de las celosías y en puntos intermedios en que éstas se interrumpen se colocarán diafragmas en el plano de la celosía, formados por placas o perfiles. Los diafragmas se colocarán tan cerca de los extremos como sea posible.

Las placas utilizadas como diafragmas en los extremos de las columnas tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de remaches, tornillos o soldaduras, que las conectan a los elementos principales del miembro. La longitud de las placas intermedias será, como mínimo, la mitad de la prescrita para las extremas. El grueso de las placas no será menor que 1/60 de la distancia entre las líneas de remaches, tornillos o soldaduras que las conectan a los elementos principales, y la separación longitudinal entre remaches o tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no excederá de 150 mm. Se colocarán, cuando menos, tres remaches o tornillos en cada extremo de la placa, o soldadura con una longitud total no menor de un tercio de la longitud de la placa.

La longitud y el grueso de las placas extremas o intermedias pueden ser menores que los especificados en el párrafo anterior, o pueden utilizarse perfiles en vez de placas, si se efectúa un estudio que justifique estas modificaciones.

Los perfiles utilizados como diafragmas deben dimensionarse y conectarse para transmitir, de un componente principal al otro, una fuerza cortante igual a cinco por ciento de la compresión axial total en el miembro.

4.2.4 Montantes

En las caras abiertas de miembros armados comprimidos que no soportan flexión primaria, además de la carga axial, pueden utilizarse montantes perpendiculares al eje longitudinal de la columna, constituidos por placas o perfiles, en vez de la celosía. Deben colocarse montantes en los extremos del miembro, en puntos intermedios donde la columna esté soportada lateralmente, y en todas las posiciones adicionales que sean necesarias para que se satisfagan los requisitos de la sección 4.2.3.

Cuando los montantes están formados por placas planas (placas interrumpidas) su longitud, medida a lo largo del eje de la columna, no debe ser menor que la distancia entre las líneas de tornillos, remaches o soldaduras, que los conectan a los componentes principales del miembro, ni su grueso menor que 1/60 de esa distancia. Los montantes y sus conexiones deben dimensionarse de manera que resistan, simultáneamente, una fuerza cortante V y un momento M dados por

$$V = 0.025P_u d/n a \quad (4.3)$$

$$M = 0.025P_u d/2n \quad (4.4)$$

donde

- d distancia entre centros de montantes, medida a lo largo del eje de la columna;
- a separación entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, que conectan los montantes con los componentes principales del miembro;

n número de planos paralelos en los que están colocados los montantes; y
 P_u fuerza axial de diseño que actúa en el miembro.

4.3 Miembros en tensión compuestos por varios perfiles (miembros armados en tensión)

4.3.1 Separación entre elementos de unión

Los elementos intermitentes que unen entre sí los dos o más perfiles, placas o barras, que forman un miembro armado en tensión, deben colocarse con separaciones tales que la relación de esbeltez de cada elemento componente, determinada entre puntos de interconexión, no exceda de 300.

Los elementos que constituyen los miembros en tensión formados por dos placas en contacto, o por un perfil y una placa, deben estar conectados entre sí de manera que la separación entre remaches o tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no exceda de 36 veces el grueso de la placa más delgada ni de 450 mm.

Si los miembros están formados por dos o más perfiles en contacto la separación entre remaches o tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no deben exceder de 600 mm, excepto cuando se demuestre que una separación mayor no afecta el comportamiento satisfactorio del miembro.

En cualquiera de los dos casos anteriores pueden requerirse separaciones menores que las indicadas, ya sea por exigencias de la transmisión de carga o para sellar superficies inaccesibles.

4.3.2 Montantes

Cuando los miembros en tensión están formados por dos componentes principales separados, éstos deben unirse entre sí por medio de montantes colocados en las caras abiertas de la sección completa. Los montantes, incluyendo los colocados en los extremos del miembro, deben tener una longitud no menor que dos tercios de la distancia transversal entre los remaches, tornillos o soldaduras que los unen a los componentes principales del miembro, y la separación entre ellos será tal que la relación de esbeltez de los componentes principales, calculada entre montantes, no exceda de 300. El grueso de los montantes, cuando sean placas, no será menor que 1/60 de la distancia transversal entre remaches, tornillos o soldaduras, y la separación longitudinal entre los elementos de unión no excederá de 150 mm.

4.4 Bases de columnas

Se tomarán todas las medidas necesarias para lograr una transmisión correcta de las fuerzas y momentos que soporta una columna a los elementos sobre los que se apoya, mediante el empleo de placas de base perfectamente asentadas sobre ellos y de anclas diseñadas para resistir todas las tensiones y fuerzas cortantes que puedan presentarse, tanto durante el montaje como en la estructura terminada. Pueden utilizarse también anclas combinadas con llaves de cortante, u otros dispositivos.

4.5 Traves armadas y vigas laminadas

4.5.1 Dimensionamiento

Las dimensiones de traves armadas remachadas, atornilladas o soldadas, de vigas con cubreplacas y de vigas laminadas o soldadas, se determinan, en general, tomando como base el momento de inercia de su sección transversal total.

Cuando alguno de los patines tiene agujeros para remaches o tornillos, no se hace reducción en su área si la reducción, calculada de acuerdo con la sección 2.1, no excede de 15 por ciento del área total del patín; en caso contrario, se reduce únicamente el área de agujeros que pase del 15 por ciento mencionado.

4.5.2 Patines

Los patines de las traves armadas soldadas estarán constituidos, de preferencia, por una sola placa, y no por dos o más placas superpuestas. La placa única puede estar formada por varios tramos de distintos gruesos o anchos, unidos entre sí por medio de soldadura a tope de penetración completa.

El área total de la sección transversal de las cubreplacas de traves armadas remachadas o atornilladas no excederá de 70 por ciento del área total del patín.

Todos los empalmes soldados de taller, necesarios en cada una de las partes que componen una trave armada (alma o patines), se harán antes de que esa parte se una a las otras componentes de la trave. Las traves armadas muy largas pueden hacerse por tramos, cada uno de ellos fabricado de acuerdo con el párrafo anterior. Cuando se unen los tramos, sea en el taller o en el campo, la secuencia de colocación de la soldadura debe estar razonablemente balanceada entre alma y patines, y respecto a los dos ejes principales de las secciones transversales del miembro.

En estructuras con carga cíclica, los empalmes entre secciones de vigas laminadas o traves armadas se harán, de preferencia, en un mismo plano transversal. Los empalmes de taller de almas y patines de traves armadas, hechos antes de que patines y almas se unan entre sí, pueden localizarse en uno solo o en varios planos transversales. En todos los casos, se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

4.5.3 Unión de alma y patines

Los remaches, tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma, las cubreplacas a los patines o las cubreplacas entre sí, deben proporcionarse para resistir la fuerza cortante horizontal de diseño en el plano en consideración, ocasionada por la flexión de la trave. La distribución longitudinal de los remaches, tornillos o soldaduras intermitentes debe hacerse en proporción a la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no debe exceder de la máxima permitida en las secciones 5.2.6 ó 5.3.8 para miembros en compresión o tensión. Además, los remaches, tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma deben ser capaces de transmitir, simultáneamente, todas las cargas aplicadas directamente a los patines, a menos que el diseño se haga de manera que esas cargas puedan transmitirse por apoyo directo en atiesadores.

Si se utilizan cubreplacas de longitud parcial, deben extenderse más allá del punto teórico de corte, en una longitud que permita colocar el número de remaches o tornillos, o la soldadura, necesarios para desarrollar la parte de la fuerza normal, debida a la flexión, que corresponde a la cubreplaca en el punto teórico de corte. Esa fuerza normal se calcula con la sección completa, incluida la cubreplaca. Además, las soldaduras que conectan los extremos de cubreplacas soldadas con la viga o trabe en la longitud a' que se define más adelante, deben ser adecuadas para resistir la parte de la fuerza ocasionada por la flexión que corresponde a la cubreplaca, a la distancia a' de su extremo. Esto puede obligar a terminar la cubreplaca en un punto de la viga o trabe en el que el momento flexionante sea menor que en el punto teórico de corte.

La longitud a' , medida desde el extremo de la cubreplaca, es:

- Una distancia igual al ancho de la cubreplaca cuando hay una soldadura continua de tamaño igual o mayor que tres cuartos del grueso de la cubreplaca en el extremo de ésta, continuada con soldaduras del mismo tamaño a lo largo de los dos bordes, en la longitud a' ;
- Una distancia igual a una y media veces el ancho de la cubreplaca cuando hay la misma soldadura que en el inciso 4.5.3.a, pero de tamaño menor que tres cuartos del grueso de la cubreplaca; o
- Una distancia igual a dos veces el ancho de la cubreplaca cuando no hay soldadura en el extremo, pero sí cordones continuos en ambos bordes, en la longitud a' .

4.5.4 Alma

La relación h/t del peralte al grueso del alma no debe ser mayor que $0.48E / \sqrt{F_y(F_y + 114)}$ si se usan MPa ($0.48E / \sqrt{F_y(F_y + 1150)}$ si se usan kg/cm^2) pero puede aumentarse hasta $11.7\sqrt{E/F_y}$ cuando hay atiesadores transversales con separaciones no mayores de una y media veces el peralte del alma de la trabe. En trabes sin atiesadores la relación h/t no debe exceder de 260.

En secciones laminadas, h es la distancia libre entre patines menos las curvas de unión con el alma; en secciones formadas por placas la distancia entre líneas adyacentes de sujetadores, o la libre entre patines cuando se utiliza soldadura.

4.5.5 Atiesadores bajo cargas concentradas

Se colocarán pares de atiesadores en el alma de las trabes armadas que tengan una sola alma en todos los puntos en que haya fuerzas concentradas, ya sean cargas o reacciones, excepto en los extremos de las trabes que estén conectadas a otros elementos de la estructura de manera que se evite la deformación de su sección transversal, y bajo cargas concentradas o reacciones si la fuerza de compresión en el alma excede la resistencia de diseño dada por las secciones 3.7.3, 3.7.4, 3.7.5 ó 3.7.6.

En trabes armadas en cajón pueden utilizarse diafragmas diseñados para que trabajen como atiesadores de apoyo.

Los atiesadores deben ser simétricos respecto al alma, y dar apoyo a los patines de la trabe hasta sus bordes exteriores, o lo más cerca de ellos que sea posible. Se diseñan como columnas de sección transversal formada por el par de atiesadores y una faja de alma de ancho no mayor que 25 veces su grueso, colocada simétricamente respecto al atiesador, cuando éste es intermedio, y de ancho no mayor que 12 veces su grueso cuando el atiesador está colocado en el extremo del alma.

Al obtener la relación L/r para diseñar los atiesadores, el radio de giro, r , se toma alrededor del eje del alma de la trabe, y la longitud L se considera igual a tres cuartos de la longitud del atiesador.

Los bordes horizontales de cada par de atiesadores en los que se apoya el patín de la trabe armada se dimensionan de manera que en el área de contacto no se sobrepase la resistencia al aplastamiento, calculada multiplicando el área de contacto por $1.8F_y F_R$; F_R se toma igual a 0.75. Además, debe colocarse el número adecuado de remaches o tornillos, o la cantidad necesaria de soldadura, para transmitir al alma de la trabe la totalidad de la reacción o de la carga concentrada. Si se usan aceros diferentes en patín y atiesadores, la resistencia al aplastamiento se calcula con el esfuerzo de fluencia menor de los dos. Los atiesadores deben estar en contacto directo con el patín o patines de los que reciben la carga y ajustados a ellos, a menos que la transmisión se haga por medio de soldadura.

Los atiesadores pueden soldarse al patín en tensión o en compresión. En trabes sujetas a cargas dinámicas, deben revisarse las condiciones de fatiga en las uniones con el patín en tensión y con las porciones del alma en tensión. Pueden usarse soldaduras de filete transversales para unir los atiesadores con los patines.

En trabes remachadas o atornilladas se colocarán las placas de relleno que sean necesarias para lograr un ajuste correcto con los ángulos de los patines, y por ningún motivo se doblarán los atiesadores.

4.5.6 Refuerzo del alma

Si h/t no es mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$ y la fuerza cortante que obra sobre la trabe no es mayor que su resistencia dada por las ecuaciones 3.38, 3.39 ó 3.40, sección 3.3.3, no se necesita reforzar el alma, excepto en las secciones en que reciba fuerzas exteriores concentradas y se requieran atiesadores de acuerdo con la sección 4.5.5.

Si h/t no es mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$, pero la fuerza cortante que obra sobre la trabe es mayor que su resistencia dada por las ecuaciones 3.38, 3.39 ó 3.40, el exceso debe tomarse mediante placas adosadas al alma o atiesadores verticales y en diagonal que trabajen en forma semejante a los montantes y diagonales de una armadura. Al aplicar las ecuaciones 3.39 y 3.40 debe tenerse en cuenta que en almas no atiesadas $k = 5.0$.

4.5.7 Atiesadores transversales intermedios

Cuando h/t es mayor que $2.45\sqrt{E/F_y}$ debe revisarse si es necesario reforzar el alma por medio de atiesadores transversales, perpendiculares al eje de la trabe.

No se necesitan atiesadores transversales en los tramos de las trabes en los que la fuerza cortante de diseño, V_D , es menor o igual que la resistencia de diseño al cortante, V_R , calculada con la ecuación 3.38 y la que sea aplicable de las ecuaciones 3.41 y 3.43, de la sección 3.3.3, haciendo en ellas $k = 5.0$.

Cuando se necesitan atiesadores intermedios, la separación entre ellos será tal que la fuerza cortante de diseño en el alma no sobrepase su resistencia de diseño, calculada con la ecuación 3.38 y alguna de las ecuaciones 3.41 a 3.44. Si la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$ no se permite que se forme campo de tensión diagonal, y la resistencia nominal se calcula con la ecuación 3.41 o con la ecuación 3.43; además, k se toma igual a 5.0.

En trabes diseñadas con la ecuación 3.42 ó 3.44, la separación entre los atiesadores que limitan los tableros extremos, o tableros contiguos a agujeros de grandes dimensiones, debe ser tal que la resistencia de diseño al cortante de la trabe, calculada con la ecuación 3.41 ó 3.43 y la ecuación 3.38, no sea menor que la fuerza cortante de diseño existente en el tablero. Este requisito no es necesario cuando las secciones extremas del alma están ligadas directamente a una columna u otro elemento de rigidez adecuada.

Los atiesadores intermedios pueden colocarse por pares, a uno y otro lado del alma, o puedan alternarse en lados opuestos de la misma. Las dimensiones de la sección transversal de los atiesadores intermedios deben ser tales que se cumplan las condiciones que se indican a continuación.

a) Cuando el diseño del alma se hace con alguna de las ecuaciones 3.42 ó 3.44, tomando como base el estado límite de falla por tensión diagonal, deben satisfacerse las condiciones siguientes:

1) El área total de cada atiesador o par de atiesadores será igual o mayor que:

$$A_{at} = Y \left[0.15 D_a h t (1 - C_v) \frac{V_D}{V_R} - 18 t^2 \right] \geq 0 \quad (4.5)$$

donde

Y cociente del esfuerzo de fluencia del acero del alma entre el esfuerzo de fluencia del acero de los atiesadores;

C_v es igual a $\left[1.12 / (h/t) \right] \sqrt{E k / F_y}$ cuando el diseño del alma se hace con la ecuación 3.42, e igual a $1.57 E k / [F_y (h/t)^2]$ cuando se utiliza la ecuación 3.44. En ambos casos, F_y corresponde al acero del alma;

D_a es igual a 1.0 para atiesadores colocados en pares, 1.8 para atiesadores formados por un solo ángulo, y 2.4 para los formados por una sola placa; y

V_D y V_R fuerza cortante de diseño y resistencia de diseño al cortante en el punto de colocación del atiesador. V_R se calcula con las ecuaciones 3.38 y 3.42 ó 3.44.

2) El momento de inercia de cada par de atiesadores, o de cada atiesador sencillo, con respecto a un eje en el plano del alma, debe ser igual o mayor que:

$$at^3 \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] \geq 0.5at^3 \quad (4.6)$$

donde t es el grueso del alma.

- b) Cuando el diseño del alma se hace con alguna de las ecuaciones 3.41 ó 3.43, tomando como base el estado límite de iniciación del pandeo, basta con que se satisfaga el inciso 4.5.7.a.2.

No es necesario que los atiesadores intermedios lleguen hasta el patín de tensión, excepto cuando se necesite un apoyo directo para transmisión de una carga concentrada o reacción. La soldadura que los liga con el alma debe terminarse a una distancia de la soldadura entre el patín de tensión y el alma no menor de cuatro ni mayor de seis veces del grueso del alma.

Cuando se emplean atiesadores de un solo lado del alma, deben ligarse al patín de compresión.

Si se conecta contraventeo lateral en un atiesador o par de atiesadores, las uniones entre ellos y el patín de compresión deben ser capaces de transmitir uno por ciento de la fuerza total en el patín.

Los atiesadores intermedios diseñados de acuerdo con el inciso 4.5.7.a deben conectarse al alma de manera que sean capaces de transmitir una fuerza por unidad de longitud, de cada atiesador o par de atiesadores, no menor que

$$0.054F_c h \sqrt{F_y^3/E} \quad (4.7)$$

donde

F_y corresponde al acero del alma;

h peralte del alma; y

F_c factor de carga que se utilice en el diseño.

La ecuación 4.7 da una fuerza en newtons por milímetro lineal si se usan MPa y mm (o en kg por cm lineal si se usan kg/cm² y cm). Esta fuerza puede reducirse en la misma proporción que el área de los atiesadores cuando la fuerza cortante de diseño mayor de las existentes en los dos tableros situados a uno y otro lado del atiesador en estudio es menor que la resistencia de diseño calculada con las ecuaciones 3.38 y 3.42 ó 3.44.

Esta condición no tiene que revisarse en el caso del inciso 4.5.7.b.

Los elementos de liga de atiesadores intermedios que transmiten al alma una carga concentrada o reacción deben tener como capacidad mínima la correspondiente a esa carga o reacción.

4.5.8 Reducción del momento resistente por esbeltez del alma

Si la relación h/t del peralte al grueso del alma de secciones I o H excede de

$$5.60\sqrt{ES/M_R} \quad (4.8)$$

y el patín comprimido cumple las relaciones ancho/groeso de las secciones tipo 1, 2 ó 3 de la sección 2.3.2, la resistencia de diseño en flexión, reducida por esbeltez del alma, M'_R , se calcula con la ecuación:

$$M'_R = M_R \left[1 - \frac{a_r}{1200 + 300 a_r} \left(\frac{h}{t} - 5.60 \sqrt{\frac{ES}{M_R}} \right) \right] \leq M_R \quad (4.9)$$

donde

a_r cociente de las áreas del alma y del patín comprimido ($a_r \leq 10$);

h y t peralte y grueso del alma, respectivamente;

S módulo de sección de la sección completa, respecto al patín comprimido; y

M_R resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con la sección 3.3.2, pero sin exceder de $F_R M_y$.

Cuando sobre la trabe armada actúa una fuerza de compresión P_u , además de la flexión, la constante 5.60 de la ecuación 4.9 se multiplica por $1 - 0.65P_u/P_y$.

Al calcular el momento reducido de secciones en cajón debe tenerse en cuenta la existencia de dos o más almas.

4.5.9 Uniones

Las uniones en los patines y en el alma deben desarrollar la resistencia total de cada uno de ellos, o la requerida para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño.

En trabes armadas soldadas sometidas a cargas repetidas que puedan producir fallas por fatiga, las uniones en los patines y en el alma serán de preferencia soldaduras de penetración completa, y se tendrá en cuenta en el diseño la posible disminución de la resistencia debida a fenómenos de fatiga.

5. CONEXIONES

5.1 Generalidades

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura. Las conexiones están formadas por las partes afectadas de los miembros conectados (por ejemplo, almas de vigas), por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas), y por conectores (soldaduras, tornillos y remaches). Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada:

- a) Por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño;
- b) Como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados.

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas autocontroladas en los elementos de unión, y se dejarán holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

Las conexiones en los extremos de vigas, trabes o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñarán para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones.

5.1.1 Conexiones mínimas

Las conexiones diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 50 kN (5 000 kg).

El número mínimo de remaches o tornillos en una conexión es dos.

Los tamaños y longitudes mínimos de soldaduras son los permitidos en las secciones 5.2.5 y 5.2.6.

Los límites de los tres párrafos anteriores pueden disminuirse en conexiones de diagonales de celosías de secciones armadas, tirantes para soporte lateral de largueros, apoyos de largueros, y otros casos en que las fuerzas que deben transmitirse no se calculan o son de magnitud muy pequeña.

5.1.2 Excentricidades

Deben tenerse en cuenta en el diseño las excentricidades que se generen en las conexiones, incluso cuando provengan de que los ejes de los miembros no concurren en un punto.

El centro de gravedad del grupo de remaches, tornillos o soldaduras colocados en el extremo de un miembro sometido a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no suceda, debe tomarse en cuenta el efecto de las excentricidades resultantes, excepto en conexiones de ángulos sencillos, ángulos dobles y otros elementos similares cargados estáticamente, en las que no es necesario balancear las soldaduras para lograr la coincidencia indicada arriba, ni tener en cuenta la excentricidad entre el eje del miembro y las líneas de gramil de remaches o tornillos.

5.1.3 Rellenos

Cuando un tornillo pasa a través de placas de relleno de grueso no mayor de 6 mm, no se reduce su resistencia de diseño al cortante. Si el grueso de las placas de relleno es mayor de 6 mm, debe satisfacerse alguno de los requisitos siguientes:

- a) Si el grueso de los rellenos no excede de 19 mm, se reduce la resistencia de diseño de los tornillos multiplicándola por el factor $1 - 0.0154(t - 6)$, donde t es el grueso total de los rellenos, en mm.
- b) Los rellenos se prolongan más allá de la junta, y la prolongación se asegura con tornillos suficientes para distribuir uniformemente, en la sección transversal combinada del elemento conectado y los rellenos, la fuerza total en el elemento conectado.
- c) Se aumenta el tamaño de la junta, para colocar un número de tornillos equivalente al número total requerido en el inciso 5.1.3.b.
- d) La junta se diseña como de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia

Cuando se utilicen placas de relleno de 6 mm de grueso o más en juntas soldadas, deberán prolongarse fuera de los bordes de la placa de conexión, y unirse a la parte en la que se colocan con soldadura suficiente para transmitir la fuerza de la placa de conexión, aplicada en la superficie de la de relleno como una fuerza excéntrica. Las soldaduras que unen la placa de conexión con la de relleno deben ser capaces de transmitir la fuerza de la placa de conexión, y su longitud será suficiente para evitar esfuerzos excesivos en la placa de relleno a lo largo del borde de la soldadura.

Cuando se utilicen placas de relleno de menos de 6 mm de grueso, sus bordes se recortarán de manera que coincidan con los de los elementos que soportan las cargas, y el tamaño de las soldaduras de filete colocadas en esos bordes se aumentará sobre el requerido por el cálculo en una cantidad igual al grueso del relleno.

5.1.4 Juntas cepilladas

Pueden usarse juntas cepilladas en miembros en compresión, que transmitan la fuerza de compresión por contacto directo, siempre que se coloquen los elementos de unión necesarios para transmitir cualquier otro tipo de sollicitación que pueda aparecer durante el montaje de la estructura o durante su operación posterior.

Además, se colocarán los elementos de unión necesarios para asegurar que las distintas partes que forman la junta se conservarán en posición correcta; esos elementos serán capaces de transmitir, como mínimo, 50 por ciento de la fuerza de compresión de diseño que obre en el miembro.

5.1.5 Desgarramiento laminar (“Lamellar Tearing”)

Siempre que sea posible, deben eliminarse las juntas en esquina o en te de elementos estructurales o placas, en las que haya transmisión de fuerzas de tensión a través del grueso del material, producidas por la contracción de soldaduras colocadas en condiciones que restringen su contracción libre. Cuando esas juntas no puedan evitarse, se tomarán medidas para reducir a un mínimo la posibilidad de fallas por desgarramiento laminar.

5.1.6 Remaches o tornillos en combinación con soldadura

- a) En obras nuevas

Cuando en una obra nueva se especifique el uso de remaches o tornillos, ordinarios o de alta resistencia, diseñados para transmitir las cargas por aplastamiento, en combinación con soldadura, ésta se dimensionará para resistir las fuerzas completas a que estén sujetos los miembros conectados, no dándoles más cargas a los remaches o tornillos que las que tomen durante el proceso de montaje.

Cuando se emplean tornillos de alta resistencia diseñados para transmitir las fuerzas por fricción sí puede considerarse que las solicitaciones se reparten entre ellos y las soldaduras. Los cálculos deben hacerse con fuerzas factorizadas.

b) En obras ya construidas

Cuando se utilice la soldadura para hacer modificaciones o refuerzos de estructuras, los remaches y los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar en una conexión de deslizamiento crítico, de la estructura original, pueden utilizarse para resistir los efectos de las cargas muertas existentes antes de la modificación, y la soldadura para proporcionar la resistencia adicional requerida.

5.1.7 Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches

Tanto en obras nuevas como en modificaciones de estructuras existentes puede suponerse que los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar en conexiones de deslizamiento crítico, trabajan en conjunto con los remaches, y que las cargas se reparten entre los dos tipos de conectores.

5.1.8 Empalmes en material grueso

Esta sección es aplicable a empalmes de perfiles laminados, o hechos con placas soldadas, que tienen paredes de más de 50 mm de grueso, sujetos a esfuerzos primarios de tensión, producidos por tensión axial o flexión.

Cuando las fuerzas de tensión en esas secciones se transmiten a través de soldaduras de penetración completa, deben especificarse requisitos de tenacidad del material, de precalentamiento, y de preparación e inspección de las superficies cortadas con soplete, y utilizarse agujeros de acceso de tamaño generoso para colocar la soldadura en las intersecciones de almas y patines. Además, deben quitarse todas las placas de respaldo y extensión, y esmerilarse todas las superficies expuestas al hacerlo.

Cuando los miembros hechos con material de más de 50 mm de grueso trabajan principalmente en compresión, los agujeros de acceso para soldar deben ser semejantes a los de los elementos en tensión.

Como una alternativa, los empalmes de miembros comprimidos, incluyendo los que pueden trabajar en tensión, ocasionalmente, por efecto de viento o sismo, pueden hacerse utilizando detalles que no ocasionen grandes contracciones en las soldaduras, por ejemplo, soldaduras de penetración parcial en los patines, combinados con placas soldadas al alma con soldadura de filete, placas atornilladas, o placas soldadas con filetes a un tramo y atornilladas al otro.

5.2 Soldaduras

5.2.1 Generalidades

Las recomendaciones que se dan aquí se complementan con las de la última versión de “Structural Welding Code–Steel”, AWS D1.1, de la Sociedad Americana de la Soldadura (American Welding Society).

El tipo de soldadura aplicable en la construcción metálica es el de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente. Los procesos aprobados en estas Normas son la soldadura manual con electrodo recubierto, la soldadura automática de arco sumergido, la protegida con gases y la soldadura con electrodo con corazón de fundente. Pueden utilizarse otros procesos si se califican adecuadamente para los casos en que se vayan a usar.

5.2.2 Metal de aportación

Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura. Se seguirán las instrucciones del fabricante respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base (ver sección 5.2.2.1).

5.2.2.1 Soldadura compatible con el metal base

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base. Por ejemplo, las soldaduras manuales obtenidas con electrodos E60XX o E70XX³, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 331 y 365 MPa (3 400 y 3 700 kg/cm²), respectivamente, y de ruptura en tensión de 412 y 481 MPa (4 200 y 4 900 kg/cm²), son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 250 y 400 MPa (2 530 y 4 080 kg/cm²), respectivamente.

5.2.3 Tipos de soldaduras

En estas Normas se consideran cuatro tipos de soldaduras:

- a) Soldaduras de filete. Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.
- b) Soldaduras de penetración. Se obtienen depositando metal de aportación entre dos placas que pueden, o no, estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o parcial, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte del espesor de las placas, o de la más delgada de ellas.
- c) Soldaduras de tapón, y
- d) Soldaduras de ranura. Las soldaduras de tapón y de ranura se hacen en placas traslapadas, rellenando por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.

5.2.4 Dimensiones efectivas de las soldaduras

- a) El área efectiva de una soldadura de penetración o de filete es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta.

³ Los dos o tres primeros dígitos que siguen a la letra E en la notación AWS (por ejemplo 70 en E70XX) indican la resistencia a la ruptura en tensión del metal depositado por el electrodo, en Kips/pulg².

- b) El área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.
- c) La longitud efectiva de una soldadura de penetración entre dos piezas a tope es igual al ancho de la pieza más angosta, aun en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.
- d) La longitud efectiva de una soldadura de filete recta es igual a la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete es curva, la longitud es igual a la del eje del cordón, trazado por el centroide del plano que pasa por la garganta, pero si el filete está depositado en un agujero circular o en una ranura, el área efectiva no será mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.
- e) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura diagramática, sin incluir el refuerzo de la misma. En soldaduras de filete depositadas por el proceso de arco sumergido, el tamaño efectivo de la garganta puede tomarse igual a la pierna del cordón cuando ésta no excede de 10 mm ($\frac{3}{8}$ pulg.), e igual a la garganta teórica más 2.5 mm para filetes mayores de 10 mm.
- f) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración completa, depositada por un lado, con placa de respaldo, o por los dos, limpiando el segundo lado hasta descubrir metal sano antes de colocar la soldadura (backgouging), es igual al grueso de la más delgada de las placas unidas.
- Si no se usa placa de respaldo, o no se limpia adecuadamente el segundo lado antes de depositar la soldadura, la junta se considerará de penetración parcial.
- g) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el indicado en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Proceso de soldadura	de Posición	Ángulo en la raíz de la ranura	Tamaño efectivo de la garganta
Soldadura manual con electrodo recubierto, o automática de arco sumergido	Todas ¹	En U o J	Profundidad del bisel
Soldadura protegida con gases	Todas ¹	Bisel sencillo o en $V \geq 60^\circ$	Profundidad del bisel
Soldadura con electrodo con corazón de fundente	Todas ¹	Bisel sencillo o en $V < 60^\circ$ pero $\geq 45^\circ$	Profundidad del bisel menos 3 mm

¹ Posición plana, horizontal, vertical o sobre cabeza.

- h) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura acampanada, depositada entre dos barras de sección transversal circular, o entre una barra y una placa, cuya cara exterior esté al nivel de la superficie de la barra, es el indicado en la tabla 5.2. Para verificar que la garganta se obtiene de una manera consistente se obtendrán muestras de secciones transversales en puntos determinados al azar.

Pueden utilizarse tamaños de la garganta efectiva mayores que los de la tabla 5.2, si el fabricante demuestra que puede obtener esas gargantas efectivas. Para ello se cortará la soldadura normalmente a su eje, en la sección media y en los extremos, y se medirá la garganta. Se preparará un número de muestras suficiente para asegurarse de que se obtiene el tamaño de la garganta deseado.

Tabla 5.2 Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas

Tipo de soldadura	Radio, R, de la barra o placa doblada	Tamaño efectivo de la garganta
Ranura acampanada ⁽¹⁾	Cualquiera	0.3R
Ranura acampanada en V ⁽²⁾	Cualquiera	0.5R ⁽³⁾

- 1 Ranura acampanada \int
 2 Ranura acampanada en V: \int
 3 0.38R para soldadura protegida con gases cuando $R \geq 25.4$ mm (1 pulg.).

5.2.5 Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial

El tamaño efectivo mínimo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el que se indica en la tabla 5.3. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada.

5.2.6 Soldaduras de filete

a) Tamaño mínimo

Los tamaños mínimos admisibles de soldaduras de filete son los que se muestran en la tabla 5.4. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada. El objeto de este requisito es evitar cambios perjudiciales en la estructura cristalina del acero, producidos por el rápido enfriamiento de las soldaduras pequeñas depositadas en material grueso.

Tabla 5.3 Tamaños mínimos efectivos de la garganta de soldaduras de penetración parcial

Espesor de las partes mm (pulg.)	de la más gruesa unidas	Tamaño efectivo mínimo de la garganta mm (pulg.)
menor o igual que 6.3	($\leq 1/4$)	3.2 ($1/8$)
más de 6.3 hasta 12.7	($1/4$ a $1/2$)	4.8 ($3/16$)
más de 12.7 hasta 19.1	($1/2$ a $3/4$)	6.3 ($1/4$)

más de 19.1 hasta 38.1	($\frac{3}{4}$ a $1\frac{1}{2}$)	7.9 ($\frac{5}{16}$)
más de 38.1 hasta 57	($1\frac{1}{2}$ a $2\frac{1}{4}$)	9.5 ($\frac{3}{8}$)
más de 57 hasta 152	($2\frac{1}{4}$ a 6)	12.7 ($\frac{1}{2}$)
mayor que 152	(> 6)	15.9 ($\frac{5}{8}$)

Tabla 5.4 Tamaños mínimos de soldaduras de filete

Espesor de las partes mm (pulg.)	de la más gruesa partes unidas	Tamaño ¹ mínimo del filete mm (pulg.)
menor o igual que 6.3	($\leq \frac{1}{4}$)	3.2 ($\frac{1}{8}$)
más de 6.3 hasta 12.7	($\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{2}$)	4.8 ($\frac{3}{16}$)
más de 12.7 hasta 19.1	($\frac{1}{2}$ a $\frac{3}{4}$)	6.3 ($\frac{1}{4}$)
mayor que 19.1	(> $\frac{3}{4}$)	7.9 ($\frac{5}{16}$)

¹ Dimensión de la pierna del filete de soldadura. Deben usarse soldaduras depositadas en un solo paso.

b) Tamaño máximo

El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

En los bordes de material de grueso menor que 6.3 mm. ($\frac{1}{4}$ pulg.), el grueso del material.

En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6.3 mm ($\frac{1}{4}$ pulg.), el grueso del material menos 1.5 mm ($\frac{1}{16}$ pulg.), excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material. La distancia entre el borde de la soldadura depositada y el de la placa puede ser menor que 1.5 mm, pero el tamaño de la soldadura debe poderse verificar sin dificultad.

c) Longitud

La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas será no menor que cuatro veces su tamaño nominal. En caso contrario, se considerará que el tamaño de la soldadura no excede de un cuarto de su longitud efectiva.

Cuando se usan filetes de soldadura depositados únicamente en los bordes longitudinales de conexiones de placas en tensión, la longitud de cada filete no debe ser menor que la distancia entre ellos, medida perpendicularmente a su eje. La separación transversal de filetes longitudinales utilizados en conexiones en extremos de los miembros no debe exceder de 200 mm, a menos que se tomen medidas especiales para evitar una flexión transversal excesiva, como colocar una soldadura transversal en el extremo o usar soldaduras intermedias de tapón o ranura. Si no se toman esas medidas, deben satisfacerse los requisitos de la sección 2.1.

La longitud efectiva de las soldaduras de filete paralelas a la dirección de la fuerza, utilizadas para transmitir una carga axial al extremo de un miembro, es igual a la longitud total cuando ésta no excede de 100 veces el

tamaño de la pierna. Si es más larga, la longitud efectiva se obtiene multiplicando la real por un factor de reducción β , que vale

$$\beta = 1.2 - 0.002(L/a) \leq 1.0 \quad (5.1)$$

donde

L longitud real de la soldadura; y

a tamaño de su pierna.

Si $L > 300a$, β se toma igual a 0.60.

Ejemplos de las soldaduras mencionadas arriba son los cordones longitudinales de juntas traslapadas en el extremo de miembros cargados axialmente, y las soldaduras que unen atiesadores de apoyo al alma de las vigas.

El factor de reducción no se aplica, entre otros casos, a soldaduras que unen entre sí placas o perfiles para formar una sección compuesta, o a las soldaduras que unen los atiesadores intermedios al alma de las vigas, cuando no se usa la resistencia posterior al sondeo, pues no están sujetas a esfuerzos axiales, ya que su único objeto es mantener el alma plana.

d) Soldaduras intermitentes

Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes cuando la resistencia requerida es menor que la de una soldadura de filete continua del tamaño permitido más pequeño; también pueden utilizarse para unir elementos componentes de miembros compuestos. La longitud efectiva de un segmento de una soldadura intermitente no será nunca menor que cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 40 mm. La separación longitudinal entre cordones interrumpidos de soldadura colocados en los bordes de placas o patines o alas de perfiles cumplirá los requisitos indicados en las secciones 4.2.1 y 4.3.1.

e) Juntas traslapadas

El traslape no será menor que cinco veces el grueso de la más delgada de las partes que se estén uniendo, con un mínimo de 25 mm. Las juntas traslapadas de placas o barras sometidas a esfuerzos axiales, que utilizan solamente soldaduras transversales, deben soldarse con cordones colocados a lo largo de los extremos de las dos partes, excepto en los casos en que la deflexión de las partes traslapadas está adecuadamente restringida para evitar que la junta se abra.

f) Terminación de los cordones de las soldaduras de filete

Estas soldaduras pueden llegar hasta los extremos o bordes de las partes en las que están colocadas, o interrumpirse antes de llegar a ellos, de acuerdo con las condiciones siguientes:

- 1) En juntas traslapadas sujetas a esfuerzos de tensión calculados, en las que una de las partes unidas se extiende más allá del borde de la otra, los cordones de soldadura deben terminar a una distancia del borde no menor que el tamaño del filete (Ejemplo: los elementos del alma de una armadura que se unen, con soldaduras de filete, a las cuerdas o a placas de nudo).
- 2) En conexiones sujetas a esfuerzos máximos en los extremos de las soldaduras, producidos por fuerzas y/o momentos cíclicos de magnitud y frecuencia suficientes para ocasionar una falla progresiva por fatiga, que se inicie en un punto de esfuerzo máximo en el extremo de la soldadura, los filetes deben rematarse dando vuelta a la esquina en forma continua, en una longitud no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura o, si es menor, el ancho de la parte unida.

- 3) En conexiones simples, con ángulos o placas extremas, que dependen de la flexibilidad de las piernas de los ángulos o de la placa, si se da vuelta a la soldadura en la esquina, se hará en una longitud no mayor que cuatro veces el tamaño nominal del filete.
- 4) Las soldaduras de filete entre atiesadores transversales intermedios y el alma de las trabes armadas deben terminarse a una distancia de la soldadura entre el alma y el patín de la trabe comprendida entre cuatro y seis veces el grueso del alma.
- 5) Las soldaduras de filete que se colocan en lados opuestos de un plano común deben interrumpirse en la esquina común a ambas.

g) Soldaduras de filete en agujeros y ranuras

Pueden utilizarse soldaduras de filete depositadas en la periferia de agujeros o ranuras, en juntas traslapadas, para transmitir fuerzas cortantes o para evitar el pandeo o la separación de las partes. Pueden utilizarse también para unir elementos componentes de miembros compuestos. Estas soldaduras no deben confundirse con las de tapón o ranura.

5.2.7 Soldaduras de tapón y de ranura

Se utilizan para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el grueso de la parte que los contiene más 8 mm, pero no excederá de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura.

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro de los agujeros.

La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no excederá de diez veces el grueso de la soldadura. El ancho de la ranura no será menor que el grueso de la parte que la contiene más 8 mm, sin exceder de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el grueso de la parte que la contiene, exceptuando el caso en que la ranura se extiende hasta el borde de esa parte.

La separación mínima de líneas de soldaduras de ranura en una dirección transversal a su longitud será de cuatro veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros en una dirección longitudinal en cualquier línea será de dos veces la longitud de la ranura.

La separación transversal máxima entre taponos o ranuras será de 200 mm, a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

Cuando los taponos o ranuras se hagan en material de grueso no mayor de 16 mm ($\frac{5}{8}$ pulg.), deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor de 16 mm se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será nunca menor de 16 mm.

5.2.8 Resistencia de diseño

a) La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los productos $F_R F_{MB} A_{MB}$ y $F_R F_s A_s$, donde F_{MB} y F_s son, respectivamente, las resistencias nominales del metal base y del metal del electrodo, y A_{MB} y A_s son el área de la sección transversal del metal base y el área efectiva de la soldadura. F_R es el factor de resistencia.

En la tabla 5.5 se proporcionan los valores de F_R , F_{MB} , F_s y demás información pertinente.

b) En lugar de utilizar las resistencias de diseño, constantes, de la tabla 5.5, la resistencia de las soldaduras de filete puede determinarse con el procedimiento alterno que se describe a continuación.

1) La resistencia de diseño de un grupo de soldaduras lineales, cargadas en un plano, a través del centro de gravedad del grupo, es $F_R F_s A_s$, donde

$$F_s = 0.60F_{EXX} (1.0 + \text{sen}^{1.5} \theta) \quad (5.2)$$

donde

F_R se toma igual a 0.75;

F_s resistencia nominal de la soldadura;

F_{EXX} número de clasificación del electrodo;

θ ángulo entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de la soldadura, en grados; y

A_s área efectiva de la soldadura.

2) El conjunto de soldaduras cargadas en su plano puede diseñarse utilizando un método basado en el empleo de un centro instantáneo de rotación

Las soldaduras utilizadas en estructuras que deban ser capaces de soportar un número grande de repeticiones de carga durante su vida útil se diseñarán teniendo en cuenta la posibilidad de falla por fatiga.

5.2.9 Combinación de soldaduras

Si en una junta se combinan dos o más soldaduras de tipos diferentes (penetración, filete, tapón o ranura), la resistencia de diseño de la combinación se determina calculando por separado la resistencia de cada una de ellas, con respecto al eje del grupo.

Tabla 5.5 Resistencias de diseño de soldaduras

Tipos de soldaduras y forma de trabajo ¹	Material	Factor de resistencia F_R	Resistencia nominal F_{MB} o F_S	Requisitos del metal de aportación ^{2,3}
a) Soldaduras de penetración completa ⁴				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	Debe usarse metal de aportación compatible con el metal base.
Compresión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Metal base	0.90	$0.60F_y$	
Cortante en el área efectiva	Soldadura	0.80	$0.60F_{EXX}$	
b) Soldaduras de penetración parcial ⁴				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base
	Soldadura	0.80	$0.60F_{EXX}$	
Compresión normal al área efectiva	Metal base	0.90	F_y	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura ⁵	Metal base	0.90	F_y	
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Metal base		⁶	
	Soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	
c) Soldaduras de filete ⁴				
Cortante en el área efectiva	Metal base ⁶	0.75	F_y	Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base.
	Soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura ⁵	Metal base	0.90	F_y	
d) Soldaduras de tapón o de ranura ⁴				
Cortante paralelo a las superficies de falla (en el área efectiva)	Metal base ⁶			Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que la del metal de aportación compatible con el metal base.
	Soldadura	0.75	$0.60F_{EXX}$	

F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base.

F_{EXX} Clasificación del electrodo, MPa (kg/cm²).

¹ Para definición de áreas y tamaños efectivos véase la sección 5.2.4.

² Para "metal de aportación compatible con el metal base" véase la sección 5.2.2.1.

- 3 Puede utilizarse metal de aportación cuya resistencia corresponda a una clasificación un nivel más alto (68 MPA, 700 kg/cm²) que el compatible con el metal base.
- 4 Para los distintos tipos de soldadura véase la sección 5.2.3.
- 5 Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre sí elementos componentes de miembros compuestos, tales como las que unen el alma y los patines de las trabes armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresión, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados.
- 6 El diseño del metal base queda regido por la parte de estas Normas que es aplicable en cada caso particular. Cuando la falla sea por ruptura a lo largo de una trayectoria de cortante, la resistencia de diseño será igual a $F_R (0.6F_u) A_{ne}$, donde F_R se toma igual a 0.75 y A_{ne} es el área neta en cortante (sección 5.4).

5.3 Tornillos, barras roscadas y remaches

Esta sección se refiere al diseño de tornillos, barras roscadas y remaches, utilizados como conectores.

Los remaches fueron los elementos de unión de estructuras de acero más comunes en el siglo XIX y hasta mediados del XX, pero en la actualidad no se emplean en construcciones nuevas, ni en el taller ni en la obra, pues han sido sustituidos, con ventaja, por la soldadura y los tornillos de alta resistencia. Sin embargo, la importancia, cada vez mayor, de la evaluación, rehabilitación y refuerzo de estructuras existentes, hace que sea indispensable el conocimiento de las uniones remachadas.

La evaluación y diseño de juntas remachadas no se tratan en estas Normas. Para llevarlos a cabo, es necesario recurrir a especificaciones y libros de texto antiguos.

Si se conoce la época en que se construyó una estructura remachada, puede ser posible obtener las propiedades mecánicas de los remaches utilizados en ella, recurriendo a literatura técnica de entonces; en caso contrario, será necesario efectuar ensayos de laboratorio para determinar esas propiedades.

5.3.1 Tornillos de alta resistencia

Estas recomendaciones se complementan con las de la última versión de "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts", del Consejo de Investigación en Conexiones Estructurales (Research Council on Structural Connections).

Los tornillos que se consideran aquí deben satisfacer los requisitos de alguna de las especificaciones H-124 (ASTM-A325) o H-123 (ASTM-A490).

Dependiendo del tipo de conexión, puede, o no, requerirse que los tornillos se instalen apretándolos hasta que haya en ellos una tensión especificada mínima, no menor que la dada en la tabla 5.6. El apriete puede hacerse por alguno de los métodos siguientes: vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, una llave calibrada, o con un tornillo de diseño especial.

5.3.2 Tornillos “al contacto” o pretensionados

Los tornillos de alta resistencia apretados “al contacto” pueden utilizarse en todas las conexiones, excepto las que se indican a continuación.

El apriete “al contacto” se define como el que existe cuando todas las partes de una junta están en contacto firme; puede obtenerse con unos cuantos impactos de una llave de impacto o con el esfuerzo máximo de un trabajador con una llave de tuercas ordinaria.

Tabla 5.6 Tensión mínima en tornillos de alta resistencia, kN (kg) ¹

Diámetro del tornillo, mm (pulg.)	Tornillos A325	Tornillos A490
12.7 (1/2)	53 (5400)	67 (6800)
15.9 (5/8)	84 (8600)	107 (10900)
19.1 (3/4)	125 (12700)	156 (15900)
22.2 (7/8)	174 (17700)	218 (22200)
25.4 (1)	227 (23100)	284 (29000)
28.6 (1 1/8)	249 (25400)	356 (36300)
31.8 (1 1/4)	316 (32200)	454 (46300)
34.9 (1 3/8)	378 (38600)	538 (54900)
38.1 (1 1/2)	458 (46700)	658 (67100)

¹ Igual a 0.7 veces la resistencia mínima de ruptura en tensión de los tornillos, de acuerdo con las especificaciones ASTM para tornillos A325 y A490.

Para diseñar tornillos apretados al contacto deben utilizarse las resistencias nominales para conexiones por aplastamiento de la tabla 5.7.

En conexiones de deslizamiento crítico en las que la carga se dirija hacia un borde de una parte conectada, se deberá proporcionar una resistencia de diseño al aplastamiento adecuada, de acuerdo con los requisitos aplicables de la sección 5.3.13.

Deben utilizarse tornillos de alta resistencia pretensionados en:

- Empalmes de columnas en todas las estructuras de 60 m de altura, o más;
- Empalmes de columnas de estructuras comprendidas entre 50 y 60 m de altura, si su dimensión horizontal más pequeña es menor que el 40 por ciento de la altura;
- Empalmes de columnas en estructuras de menos de 30 m de altura, si su dimensión horizontal más pequeña es menor que el 25 por ciento de la altura;

- d) Todas las conexiones entre vigas y columnas, y de cualquier otra viga, de las que depende el contraventeo de las columnas, en estructuras de más de 40 m de altura;
- e) Conexiones en las que no puede admitirse el deslizamiento relativo de las partes unidas, como las sujetas a fatiga o a inversiones frecuentes de cargas, o las que forman parte de estructuras muy sensibles a las deflexiones;

Tabla 5.7 Resistencia de diseño de remaches, tornillos y barras roscadas

Elementos de unión	Resistencia en tensión		Resistencia al cortante en conexiones por aplastamiento	
	Factor de resistencia, F_R	de Resistencia nominal, MPa (kg/cm ²)	Factor de resistencia, F_R	de Resistencia nominal, MPa (kg/cm ²)
Tornillos A307		310 (3160) ⁽¹⁾		165 (1690) ^(2,3)
Tornillos A325, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		620 (6330)		330 (3380) ⁽³⁾
Tornillos A325, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		620 (6330)		414 (4220) ⁽³⁾
Tornillos A490, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		775 (7900)		414 (4220) ⁽³⁾
Tornillos A490, cuando la rosca está fuera de los planos de corte	0.75	775 (7900)	0.75	518 (5280) ⁽³⁾
Partes roscadas, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte		$0.75F_u$ ⁽¹⁾		$0.4F_u$ ⁽¹⁾
Partes roscadas, cuando la rosca está fuera de los planos de corte		$0.75F_u$ ⁽¹⁾		$0.5F_u$ ⁽¹⁾
Remaches A502, grado 1, colocados en caliente		310 (3160) ⁽¹⁾		172 (1760) ⁽³⁾
Remaches A502, grados 2 y 3, colocados en caliente		412 (4200) ⁽¹⁾		228 (2320) ⁽³⁾

¹ Carga estática únicamente.

² Se permite que la rosca esté en los planos de corte.

³ Cuando para unir miembros en tensión se empleen conexiones por aplastamiento con tornillos o remaches colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mayor que 1.25 m, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento.

La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos y remaches es de la ASTM.

- f) Estructuras que soportan grúas viajeras de más de cinco toneladas de capacidad; uniones entre elementos que las soportan; uniones entre partes de las armaduras de techo y entre ellas y las columnas, uniones entre tramos de columnas, contraventeo de columnas y apoyos de las grúas;
- g) Conexiones para soportes de máquinas móviles u otras cargas vivas que produzcan impacto o inversión de esfuerzos;
- h) Conexiones en las que tornillos H-123 (ASTM-A490) trabajan en tensión, o tensión y cortante combinados;
- i) Conexiones en las que se usen agujeros sobredimensionados o alargados, excepto cuando se empleen específicamente para permitir movimientos; y
- j) Cualquier otra conexión indicada en los planos de diseño.

En los casos restantes, las conexiones pueden hacerse con tornillos H-118 (ASTM A307), o de alta resistencia, apretados al contacto.

Los dibujos de diseño, fabricación y montaje, deben indicar el tipo o tipos de los tornillos, y especificar si deben, o no, pretensionarse.

5.3.3 Juntas por aplastamiento y juntas de fricción (o de deslizamiento crítico)

Las juntas que transmiten fuerza cortante entre las partes conectadas se diseñan para que la transmisión se haga por aplastamiento entre los tornillos y las partes conectadas, o por fricción entre éstas. Las primeras se denominan juntas “por aplastamiento” (bearing type joints), y las segundas “de fricción” o de “deslizamiento crítico” (slip-critical joints).

En los planos debe indicarse si los tornillos de juntas por aplastamiento han de apretarse hasta darles la tensión mínima especificada.

Los valores de las resistencias nominales de las tablas 5.7 y 5.10 corresponden a tornillos apretados al contacto.

5.3.4 Tamaños de los agujeros

- a) En la tabla 5.8 se indican los tamaños máximos de los agujeros que pueden utilizarse en juntas remachadas o atornilladas. Los agujeros de placas de base de columnas pueden ser mayores si se requiere por las tolerancias admisibles en la colocación de anclas en cimientos de concreto reforzado.
- b) Siempre se utilizarán agujeros estándar, excepto cuando el diseñador especifique, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros sobredimensionados o alargados. En conexiones remachadas, no se permite el uso de agujeros sobredimensionados o alargados.
- c) Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción, pero su empleo está prohibido en conexiones por aplastamiento. Si las partes exteriores tienen agujeros sobredimensionados, deben colocarse roldanas endurecidas.
- d) Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Si las partes exteriores tienen agujeros alargados cortos deben colocarse roldanas, las que serán endurecidas cuando los tornillos sean de alta resistencia.
- e) Los agujeros alargados largos pueden usarse sólo en una de las partes comunes a cada superficie de falla individual, tanto en juntas de fricción como de aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usan agujeros alargados largos en una parte exterior, deben colocarse roldanas de placa o una solera continua, con agujeros estándar, de tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados.

En conexiones con tornillos de alta resistencia, las roldanas de placa o las soleras continuas serán de acero de grado estructural, de no menos de 8 mm de grueso; no es necesario que estén endurecidas. Si en algún caso se requieren roldanas endurecidas con tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la cara exterior de la roldana de placa o de la solera.

5.3.5 Agarres largos

Cuando la longitud de agarre de remaches, o tornillos de acero ASTM-A307, sea mayor que cinco veces su diámetro, su número se aumentará en uno por ciento por cada 1.5 mm de longitud adicional.

5.3.6 Separaciones mínimas

La distancia entre centros de agujeros para remaches o tornillos, sean estándar, sobredimensionados o alargados, no será, en general, menor que tres veces el diámetro nominal del conector; de ser necesario, esta distancia puede disminuirse a $2\frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal.

5.3.7 Distancia mínima al borde

La distancia del centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada no será menor que el valor aplicable de la tabla 5.9, ni que la requerida en la sección 5.3.13.

Si el agujero es sobredimensionado o alargado, la distancia del centro al borde de una parte conectada no será menor que la requerida para un agujero estándar, de acuerdo con la primera parte de esta sección, más el incremento C_1 indicado en la tabla 5.12. Véanse los requisitos de la sección 5.3.13 para resistencia por aplastamiento.

5.3.8 Separación y distancia al borde máximas

La distancia máxima del centro de un tornillo o remache al borde más cercano de las partes en contacto será 12 veces el grueso de la parte conectada en consideración, sin exceder de 150 mm.

La separación longitudinal entre conectores colocados en elementos en contacto continuo, consistentes en una placa y un perfil, o dos placas, será la siguiente:

- a) Para elementos, pintados o sin pintar, no sujetos a corrosión, no excederá de 24 veces el grueso de la placa más delgada, o 300 mm.
- b) Para miembros no pintados de acero intemperizable, sujetos a corrosión atmosférica, no será mayor que 14 veces el grueso de la placa más delgada, o 180 mm.

5.3.9 Tensión o cortante

La resistencia de diseño de remaches, tornillos y barras roscadas que trabajen en tensión o cortante es igual al producto del factor de resistencia, F_R , por el área nominal de la sección transversal de la parte de vástago no roscada, A_b , y por la resistencia nominal que corresponde a esta parte del vástago, F_n .

Tabla 5.8 Tamaños máximos de agujeros para remaches y tornillos ¹

Diámetro nominal del remache o tornillo, d		Dimensiones de los Agujeros							
		Estándar (Diámetro)		Sobredimensionados ² (Diámetro)		Alargados Cortos ² (Ancho × Longitud)		Alargados Largos ² (Ancho × Longitud)	
mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.
12.7	1/2	14.3	9/16	15.9	5/8	14.3 × 17.5	9/16 × 11/16	14.3 × 31.8	9/16 × 1 1/4
15.9	5/8	17.5	11/16	20.6	13/16	17.5 × 22.2	11/16 × 7/8	17.5 × 39.7	11/16 × 1 9/16
19.1	3/4	20.6	13/16	23.8	15/16	20.6 × 25.4	13/16 × 1	20.6 × 47.6	13/16 × 1 7/8
22.2	7/8	23.8	15/16	27.0	1 1/16	23.8 × 28.6	1 5/16 × 1 1/8	23.8 × 55.6	15/16 × 2 3/16
25.4	1	27.0	1 1/16	31.8	1 1/4	27.0 × 33.3	1 1/16 × 1 5/16	27.0 × 63.5	1 1/16 × 2 1/2
≥ 28.6	≥ 1 1/8	d + 1.5	d + 1/16	d + 7.9	d + 5/16	(d+1.5)×(d+9.5)	(d+1/16)×(d+3/8)	(d+1.5)×(2.5d)	(d+1/16)×(2.5d)

¹ Los tamaños son nominales.

² No se permiten en conexiones remachadas.

Tabla 5.9 Distancia mínima del centro de un agujero estándar¹ al borde de la parte conectada²

Diámetro nominal del remache o tornillo		Bordes cortados con cizalla		Bordes laminados de perfiles, placas o soleras, o bordes cortados con soplete ³	
mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.
12.7	1/2	22.2	7/8	19.1	3/4
15.9	5/8	28.6	1 1/8	22.2	7/8
19.1	3/4	31.8	1 1/4	25.4	1
22.2	7/8	38.1	1 1/2 ⁽⁴⁾	28.6	1 1/8
25.4	1	44.5	1 3/4 ⁽⁴⁾	31.8	1 1/4
28.6	1 1/8	50.8	2	38.1	1 1/2
31.8	1 1/4	57.2	2 1/4	41.3	1 5/8
mayor que 31.8	mayor que 1 1/4	1.75 × Diámetro		1.25 × Diámetro	

¹ Pueden utilizarse distancias menores si se satisfacen las ecuaciones pertinentes de la sección 5.3.13.

² Para agujeros sobredimensionados o alargados los valores de esta tabla se incrementarán en las cantidades C₁ dadas en la tabla 5.12.

³ Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse en 3 mm (1/8 pulg.) cuando el agujero está en un punto en el que los esfuerzos no exceden del 25 por ciento del esfuerzo máximo permisible en el elemento.

⁴ Pueden reducirse a 31.8 mm (1 1/4 pulg.) en los extremos de ángulos y placas de cortante de conexión de vigas.

$$R = F_R A_b F_n \quad (5.3)$$

Los factores de resistencia y las resistencias nominales a la tensión o al cortante son los de la tabla 5.7.

Los tornillos de alta resistencia que trabajen en tensión directa se dimensionarán de manera que la fuerza de tensión de diseño, calculada sin incluir la producida por el apriete inicial, cuando lo haya, no exceda la resistencia de diseño. La fuerza en el tornillo se tomará igual a la suma de la producida por las fuerzas externas factorizadas, más la tensión que pueda resultar de la acción de palanca ocasionada por la deformación de las partes conectadas.

Si la conexión está sujeta a cargas repetidas, deben evitarse las fuerzas por acción de palanca, y los tornillos han de pretensionarse.

El esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , de los tornillos de alta resistencia, se da en la sección 1.3.3, y se repite aquí.

- a) Tornillos A325 de diámetro no mayor de 25 mm (1 pulg.); $F_u = 830$ MPa (8 440 kg/cm²);
- b) Tornillos A325 de diámetro mayor de 25 mm (1 pulg.); $F_u = 725$ MPa (7 380 kg/cm²); y
- c) Tornillos A490, de cualquier diámetro $F_u = 1 035$ MPa (10 550 kg/cm²).

5.3.10 Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento

Los tornillos y remaches sujetos a tensión y cortante combinados se dimensionan de manera que la fuerza de tensión de diseño no sea mayor que la resistencia de diseño, $F_R F_t A_b$, donde F_R se toma igual a 0.75, y el esfuerzo nominal de tensión F_t se determina con las ecuaciones de la tabla 5.10, en función de f_v , esfuerzo cortante producido por las cargas de diseño. f_v no debe exceder el valor $F_R F_v$ dado en la tabla 5.7.

5.3.11 Tornillos de alta resistencia en juntas que trabajan por fricción

El diseño por cortante de tornillos de alta resistencia en juntas que no deben deslizar se hace de acuerdo con el inciso 5.3.11.a ó 5.3.11.b, y se revisa por cortante de acuerdo con la sección 5.3.9 ó 5.3.10, y por aplastamiento según las secciones 5.3.4 y 5.3.13.

- a) Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de diseño (factorizadas)

La resistencia de diseño al deslizamiento por tornillo, $F_R r_{str}$, debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por tornillo, debida a cargas factorizadas.

$$r_{str} = 1.13\mu T_b N_s \quad (5.4)$$

donde

T_b tensión mínima por tornillos dada en la tabla 5.6;

N_s número de planos de deslizamiento; y

μ coeficiente de deslizamiento medio; éste puede determinarse por medio de ensayos, o tomar los valores siguientes:

- 1) $\mu = 0.33$, para superficies clase A (superficies de acero sin pintar, libres de escamas de laminado, o superficies con recubrimientos de clase A sobre acero limpiado con chorro de arena);
- 2) $\mu = 0.50$, para superficies clase B (superficies de acero sin pintar, limpiadas con chorro de arena, o superficies con recubrimientos de clase B sobre acero limpiado con chorro de arena); o
- 3) $\mu = 0.35$, para superficies clase C (galvanizadas con superficie rugosa).

F_R factor de resistencia que se toma igual a:

- 1) $F_R = 1.0$, para agujeros estándar;
- 2) $F_R = 0.85$, para agujeros sobredimensionados y alargados cortos;
- 3) $F_R = 0.70$, para agujeros alargados largos transversales a la dirección de la carga; o
- 4) $F_R = 0.60$, para agujeros alargados largos paralelos a la dirección de la carga

b) Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio

La resistencia de diseño al cortante por tornillo, $F_R F_v A_b$, bajo cargas de servicio, debe ser igual o mayor que la fuerza cortante que producen esas cargas en cada tornillo.

F_R se toma igual a 1.0 para agujeros estándar, sobredimensionados, alargados cortos y alargados largos cuando el agujero alargado es perpendicular o paralelo a la línea de acción de la fuerza.

F_v es la resistencia nominal al cortante de tornillos en conexiones de deslizamiento crítico (tabla 5.11).

Cuando la combinación de cargas incluye viento o sismo, además de las cargas muertas y vivas, la fuerza cortante en el tornillo, producida por las acciones de servicio combinadas, puede multiplicarse por 0.9.

5.3.12 Tensión y cortante combinados en conexiones por fricción

El diseño de conexiones de deslizamiento crítico sujetas a fuerzas de tensión se hará de acuerdo con los incisos 5.3.12.a y 5.3.11.a, o con los incisos 5.3.12.b y 5.3.11.b.

a) Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas factorizadas

Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión T_u que reduce la fuerza de apriete, la resistencia $F_R r_{str}$, calculada de acuerdo con el inciso 5.3.11.a, debe multiplicarse por el factor $1 - T_u / (1.13 T_b N_b)$, donde T_b es la pretensión mínima en el tornillo (tabla 5.6), y N_b es el número de tornillos que resisten la fuerza de tensión factorizada T_u .

Tabla 5.10 Esfuerzos de tensión nominales, F_t , para tornillos o remaches en juntas por aplastamiento, MPa (kg/cm²)

Descripción de los elementos de unión	La rosca está en el plano de corte			La rosca está fuera del plano de corte		
Tornillos A307	410 (4 150 – 2.5 $f_v \leq$ 3 200)	–	2.5	f_v	\leq	310
Tornillos A325	804 (8 200 – 2.5 $f_v \leq$ 6 300)	–	2.5	f_v	\leq	620 (8 200 – 2.0 $f_v \leq$ 6 300)
Tornillos A490	1 010 (10 300 – 2.5 $f_v \leq$ 7 900)	–	2.5	f_v	\leq	775 (10 300 – 2.0 $f_v \leq$ 7 900)
Partes roscadas Tornillos A449 con diámetro mayor que 38.1 mm (1 1/2 pulg.)	0.98 F_u – 2.5 $f_v \leq$ 0.75 F_u			0.98 F_u – 2.0 $f_v \leq$ 0.75 F_u		
Remaches A502, Grado 1	407 (4 150 – 2.4 $f_v \leq$ 3 200)	–	2.4	f_v	\leq	314
Remaches A502, Grado 2	540 (5 500 – 2.4 $f_v \leq$ 4 200)	–	2.4	f_v	\leq	412

Tabla 5.11 Resistencia nominal al cortante, F_v , en MPa (kg/cm²), de tornillos en conexiones en las que el deslizamiento es crítico^{1,2}

Tipo de tornillo	Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados alargados cortos	Agujeros alargados largos	
			Perpendiculares a la línea de acción de la fuerza	Paralelos a la línea de acción de la fuerza
A325	117 (1200)	103 (1050)	83 (840)	69 (700)
A490	145 (1480)	124 (1270)	103 (1050)	90 (915)

¹ Los valores de la tabla están basados en superficies clase A con coeficiente de deslizamiento $\mu = 0.33$.

² Para cada plano de corte.

b) Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de servicio

Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión T que reduce la fuerza de apriete, la resistencia al deslizamiento por tornillo, $F_R F_v A_b$, calculada según el inciso 5.3.11.b, debe multiplicarse por el factor $1 - T / (0.8 T_b N_b)$, donde T_b se ha definido arriba, y N_b es el número de tornillos que resisten la fuerza de tensión de servicio T .

5.3.13 Resistencia al aplastamiento en los agujeros para tornillos

La resistencia al aplastamiento en agujeros para tornillos es $F_R R_n$, donde F_R se toma igual a 0.75 y R_n es la resistencia nominal al aplastamiento del material conectado, que se calcula como se indica más adelante.

La resistencia al aplastamiento debe revisarse en los dos tipos de conexiones con tornillos de alta resistencia, por aplastamiento y de deslizamiento crítico.

Los agujeros sobredimensionados y alargados, cortos o largos, paralelos a la línea de fuerza, sólo pueden utilizarse en conexiones por fricción, de acuerdo con la sección 5.3.4.

Tabla 5.12 Valores del incremento de la distancia al borde, C_1

Diámetro nominal del tornillo, d		Agujeros sobredimensionados		Agujeros alargados			
				Perpendiculares al borde		Paralelos al borde	
mm	pulg.	mm	pulg.	Cortos	Largos ¹		
≤ 22.2	$\leq 7/8$	1.5	$1/16$	3.2	$1/8$		
25.4	1	3.2	$1/8$	3.2	$1/8$	0.75d	0
≥ 28.6	$\geq 1 1/8$	3.2	$1/8$	4.8	$3/16$		

¹ Cuando la longitud del agujero es menor que la máxima permisible (ver tabla 5.8), C_1 puede disminuirse en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero.

En las ecuaciones siguientes:

L_c distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero y el borde del agujero adyacente o del material;

d diámetro nominal del tornillo;

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material conectado; y

t grueso de la parte conectada crítica.

R_n se determina como sigue:

- a) Para un tornillo en una conexión con agujeros estándar, sobredimensionados o alargados cortos, independientemente de la dirección de la carga, o con agujeros alargados largos paralelos a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

Si la deformación alrededor de los agujeros, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño,

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4 d t F_u \quad (5.5)$$

Si no lo es

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0 d t F_u \quad (5.6)$$

- b) Para un tornillo en una conexión con agujeros alargados largos perpendiculares a la línea de fuerza,

$$R_n = 1.0L_c t F_u \leq 2.0d t F_u \quad (5.7)$$

La resistencia total al aplastamiento de una conexión es igual a la suma de las resistencias al aplastamiento de los tornillos individuales que hay en ella.

5.4 Resistencia de diseño de ruptura

5.4.1 Ruptura por cortante

La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por cortante, en los elementos afectados de los miembros conectados, es igual a $F_R F_n A_{nc}$, donde F_R se toma igual a 0.75, $F_n = 0.60F_u$, y A_{nc} es el área neta de corte a lo largo de la trayectoria de falla.

5.4.2 Ruptura por tensión

La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por tensión, en los elementos afectados de los miembros conectados, es igual a $F_R F_n A_{nt}$, donde F_R se toma igual a 0.75, $F_n = F_u$, y A_{nt} es el área neta sujeta a tensión.

5.4.3 Resistencia de ruptura en bloque por cortante y tensión

En el estado límite de ruptura en bloque por cortante y tensión la resistencia es igual a la suma de las resistencias de ruptura en una o más trayectorias de cortante y la resistencia a la ruptura en tensión en un segmento perpendicular a ellas. Debe revisarse en los extremos de vigas en los que se haya cortado un patín para conectarlas, y en situaciones similares, como conexiones de miembros en tensión y placas de nudo.

Cuando se emplea la resistencia de ruptura en la sección neta para determinar la resistencia de un segmento, en el perpendicular a él se utiliza el esfuerzo de fluencia en la sección total.

La resistencia por ruptura del bloque por cortante y tensión, $F_R R_n$, se determina como sigue:

a) Si $F_u A_{nt} \geq 0.60F_u A_{nc}$

$$F_R R_n = F_R (0.6F_y A_{tc} + F_u A_{nt}) \leq F_R (0.6F_u A_{nc} + F_u A_{nt}) \quad (5.8)$$

b) Si $F_u A_{nt} < 0.60F_u A_{nc}$

$$F_R R_n = F_R (0.6F_u A_{nc} + F_y A_{tt}) \leq F_R (0.6F_u A_{nc} + F_u A_{nt}) \quad (5.9)$$

donde

F_R se toma igual a 0.75;

A_{tt} área total sujeta a tensión;

A_{tc} área total sujeta a cortante;

A_{nt} área neta sujeta a tensión; y

A_{nc} área neta sujeta a cortante.

5.5 Elementos de conexión

Esta sección se aplica al diseño de elementos de conexión, como placas de nudo en armaduras, ángulos, ménsulas, y la zona común a los dos miembros en conexiones viga–columna.

5.5.1 Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión

La resistencia de diseño, $F_R R_n$, de elementos de conexión cargados estáticamente en tensión (por ejemplo, placas de nudo y de empalme) soldados, atornillados o remachados, es el valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite de flujo plástico o ruptura en tensión, o de ruptura en bloque de cortante.

- Cuando el elemento fluye en tensión, F_R se toma igual a 0.9, $R_n = A_t F_y$;
- Cuando el elemento se fractura en tensión, F_R se toma igual a 0.75, $R_n = A_n F_u$, donde A_n es el área neta, que no debe tomarse mayor que $0.85A_t$, y
- Para ruptura en bloque de cortante, ver la sección 5.4.3.

5.5.2 Otros elementos de conexión

Se determinará la resistencia de diseño, $F_R R_n$, correspondiente al estado límite aplicable, que debe ser igual o mayor que la resistencia requerida. R_n es la resistencia nominal apropiada a la geometría y tipo de carga del elemento de conexión. Para flujo plástico por cortante,

$$R_n = 0.60A_t F_y \quad (5.10)$$

donde F_R se toma igual a 0.9.

5.6 Empalmes

Las uniones entre tramos de vigas y trabes armadas realizadas por medio de soldaduras de penetración deben desarrollar la resistencia completa de la menor de las secciones empalmadas. Si se usan otros elementos de unión, las conexiones deberán desarrollar, cuando menos, la resistencia requerida para transmitir las fuerzas existentes en la sección donde se haga el empalme.

5.7 Resistencia de diseño por aplastamiento

La resistencia de diseño de superficies que transmiten fuerzas por aplastamiento de una en otra es $F_R R_n$, donde F_R se toma igual a 0.75 y R_n se define en seguida para varios casos.

- Superficies cepilladas o con un acabado semejante.

Para superficies cepilladas, pasadores en agujeros escariados o barrenados, y extremos ajustados de atiesadores de apoyo:

$$R_n = 1.8F_y A_a \quad (5.11)$$

b) Rodillos o mecedoras en apoyos libre

Si $d \leq 600$ mm

$$R_n = 1.2 (F_y - 88) l d / 20 \quad (5.12)$$

$$\left(R_n = 1.2(F_y - 900) l d / 20 \right)$$

Si $d > 600$ mm

$$R_n = 29.4 (F_y - 88) l \sqrt{d} / 20 \quad (5.13)$$

$$\left(R_n = 9.3(F_y - 900) l \sqrt{d} / 20 \right)$$

En las ecuaciones 5.11 a 5.13:

F_y menor de los esfuerzos de fluencia de los dos materiales en contacto, en MPa (kg/cm² en las expresiones en paréntesis);

A_a área de aplastamiento;

d diámetro del rodillo o la mecedora, en mm (cm en las expresiones en paréntesis); y

l longitud de aplastamiento, en mm (cm en las expresiones en paréntesis).

R_n se obtiene en N (kg en las expresiones en paréntesis).

5.8 Conexiones rígidas entre vigas y columnas

Las recomendaciones de esta sección son aplicables al diseño de conexiones entre vigas y columnas en estructuras del tipo 1, sección 1.5. Pueden ser soldadas o con tornillos de alta resistencia.

5.8.1 Definiciones

Se da el nombre de conexión al conjunto de elementos que unen cada miembro a la junta: placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, tornillos.

Junta es la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos, esta zona es la parte de la columna, incluyendo atiesadores y placas de refuerzo del alma, cuando los haya, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

Las placas de refuerzo del alma de la columna pueden estar en contacto con ella o separadas; en el primer caso pueden ser sencillas, en un solo lado del alma, o dobles, en los dos lados; en el segundo caso deben ser dobles, colocadas a distancias iguales del alma.

5.8.2 Propiedades del material para determinar la resistencia requerida en juntas y conexiones cuyo diseño queda regido por combinaciones de carga que incluyen sismo

La resistencia requerida de una junta o conexión se determina utilizando el esfuerzo de fluencia esperado, F_{ye} , del miembro conectado:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (5.14)$$

donde R_y es un factor que tiene en cuenta que la resistencia de fluencia de los perfiles reales suele ser mayor que la mínima especificada.

Para perfiles laminados y barras, R_y se toma igual a 1.5 para acero NMX-B-254 (ASTM A36), y a 1.3 para acero NMX-B-284 con $F_y = 290$ MPa (2 950 kg/cm²) (ASTM A572 Grado 42); para perfiles laminados y barras de otros aceros, como ASTM A992 y NMX-B-284 con $F_y = 345$ MPa (3 515 kg/cm²) (A572 Grado 50), y para placas, se toma igual a 1.1. Pueden usarse otros valores de R_y si F_{ye} se determina por medio de ensayos hechos de acuerdo con los requisitos del tipo de acero especificado.

5.8.2.1 Juntas atornilladas

Se diseñan como juntas de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia pretensionados; sin embargo, la resistencia de diseño puede calcularse como si los tornillos trabajasen por aplastamiento.

Los agujeros para los tornillos deben ser estándar o alargados cortos, con la dimensión mayor perpendicular a la línea de fuerza.

Las juntas y conexiones se configurarán de manera que el diseño quede regido por un estado límite de falla dúctil en los miembros que concurren en ellas.

No se permite utilizar tornillos en combinación con soldaduras en la misma superficie de falla.

5.8.2.2 Juntas soldadas

Si en algún entrepiso de la estructura las conexiones rígidas de las que depende la resistencia ante fuerzas sísmicas son menos del 50 por ciento de las conexiones entre vigas y columnas que hay en él, todas las soldaduras de penetración completa de ese entrepiso se harán con un metal de aportación con tenacidad no menor que 27.5 Joules (2.75 kgm) a una temperatura de 244 K (-29° C), determinada con un ensayo Charpy en V.

Cuando el número de conexiones rígidas es mayor que el indicado en el párrafo anterior, no es necesario cumplir el requisito indicado en él.

Si las conexiones rígidas en algún entrepiso son menos del 25 por ciento de las conexiones entre vigas y columnas que hay en él, o si cada una de las conexiones rígidas existentes contribuye en más del 30 por ciento

a la resistencia total del entrepiso, su diseño se basará en los resultados de ensayos bajo cargas cíclicas que demuestren que la conexión puede desarrollar una rotación inelástica no menor de 0.03 radianes. Las conexiones reales se construirán utilizando materiales, configuraciones, procesos y métodos de control de calidad que se acerquen, tanto como sea posible, a los empleados en las juntas ensayadas.

Pueden utilizarse también conexiones documentadas en la literatura, que hayan demostrado poseer la capacidad de rotación mencionada arriba.

5.8.3 Condiciones de carga de diseño

Debe tenerse en cuenta si el diseño de las conexiones queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, por cargas muertas, vivas y de viento, o por una combinación en la que intervenga el sismo.

5.8.4 Resistencia de las conexiones

5.8.4.1 Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo

Cuando en el diseño no interviene el sismo, la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir, como mínimo, 1.25 veces las acciones internas de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

- a) La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante.
- b) El momento requerido para producir, en el alma de la columna, una fuerza cortante igual a $0.85 F_{yc} d_c t_c$, donde F_{yc} es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, y d_c y t_c son su peralte total y el grueso del alma.

La conexión del alma se diseña para transmitir la fuerza cortante. No es necesario retirar las placas de respaldo requeridas para efectuar las soldaduras a tope de los patines.

5.8.4.2 Conexiones en cuyo diseño interviene el sismo

Cuando el diseño queda regido por una condición de carga que incluye sismo, la resistencia de la conexión de cada viga será suficiente para transmitir el menor de los momentos siguientes:

- a) Un momento M_u igual, como mínimo, a $1.1 R_y M_{pv}$, donde M_{pv} es el momento plástico nominal de la viga, y R_y corresponde al acero de la misma.
- b) El momento máximo que pueda ser transmitido por el sistema.

Cuando los patines de las vigas estén unidos a las columnas con soldaduras de penetración completa, éstas se harán en posición horizontal, con placas de respaldo y de extensión; las placas de extensión se removerán en todos los casos, procurando no dañar ni la viga ni la columna, y reparándolas, de ser necesario, dándoles un acabado liso.

La placa de respaldo del patín inferior se removerá siempre; además, se limpiará la raíz de la soldadura, hasta descubrir metal sano, se resoldará, y se reforzará con una soldadura de filete.

La placa de respaldo del patín superior puede dejarse, pero si se hace así, debe colocarse una soldadura de filete, continua, entre su borde inferior y el patín de la columna, debajo de la soldadura de penetración completa. Si se quita, se procederá igual que con la placa del patín inferior.

El alma de la viga se conectará a la columna directamente, por medio de soldaduras que resistan la fuerza cortante en la viga y la porción del momento plástico de su sección que corresponda al alma, o a través de una placa vertical, que se unirá a la columna con soldaduras semejantes a las que se acaban de mencionar; en el segundo caso, la viga se unirá a la placa con soldaduras o tornillos de alta resistencia de resistencia adecuada.

No se permite el uso de soldaduras de penetración parcial ni de filete en la unión de patines o placas horizontales con la columna

En cualquier caso, sea que en la condición de diseño intervenga o no el sismo, la unión entre viga y columna puede hacerse por medio de placas horizontales colocadas encima del patín superior de la viga, y debajo del inferior, tomando todas las medidas y cuidados mencionados arriba.

Para permitir la colocación de la placa de respaldo en el patín superior, y soldar el patín inferior completo, incluyendo la parte que se une con el alma, se harán agujeros de acceso, de dimensiones adecuadas, en el alma de la viga, cuidando que no sean mayores que lo necesario.

5.8.5 Placas de continuidad (atiesadores horizontales en la columna)

Cuando el diseño queda regido por una condición de carga que incluye sismo, deben colocarse placas de continuidad (atiesadores horizontales en los dos lados del alma de la columna) que satisfagan los requisitos que se mencionan a continuación.

Si las conexiones se hacen soldando directamente a la columna los patines o las placas horizontales, las placas de continuidad deben transmitir las fuerzas de los patines de la viga al alma, o almas, de la columna; el grueso y ancho total de las placas de continuidad no serán menores que los del patín de la viga o de la placa horizontal.

La unión entre las placas de continuidad y las caras interiores de los patines de la columna se hará con soldaduras de penetración, o con filetes colocados en los dos lados de la placa, que tendrán una resistencia de diseño no menor que la del área de contacto de la placa con los patines de la columna.

Las soldaduras entre las placas de continuidad y el alma de la columna tendrán una resistencia de diseño al corte no menor que la más pequeña de las cantidades siguientes:

- a) La suma de las resistencias de diseño de las uniones entre las placas de continuidad y los patines de la columna.
- b) La resistencia de diseño al cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.
- c) La resistencia de diseño al cortante del alma de la columna en la junta.
- d) La fuerza que transmite el atiesador.

Las placas de continuidad deben dimensionarse de manera que no fallen por pandeo local; para ello, deben satisfacer los requisitos de la sección 2.3.

5.8.6 Revisión de los patines y del alma de la columna frente a los patines (o placas horizontales) de la viga

Deben satisfacerse las condiciones siguientes:

- a) Frente al patín en tensión de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en las secciones 3.7.2 y 3.7.3.
- b) Frente al patín comprimido de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en las secciones 3.7.3 y 3.7.6.

Ha de tenerse en cuenta que los momentos en los extremos de las columnas, debidos a viento o sismo, pueden cambiar de signo.

Las acciones de diseño con las que se comparan las resistencias determinadas de acuerdo con las secciones 3.7.2, 3.7.3 y 3.7.6 son:

- c) Cuando el diseño queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, o por cargas muertas, vivas y de viento, la fuerza transmitida por el patín o la placa de conexión, producida por las acciones de diseño multiplicadas por 1.25, sin exceder la correspondiente a la resistencia máxima en flexión de la viga.
- d) Cuando en la combinación de cargas de diseño interviene el sismo, el menor de los valores $1.1R_y M_{pv}/d_v$ y $1.1R_y A_p F_{yv}$, donde M_{pv} es el momento plástico resistente de la viga, d_v su peralte, A_p y F_{yv} el área y el esfuerzo de fluencia del patín de la viga, o de la placa horizontal, que transmite la fuerza a la columna.

En conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo, deben satisfacerse los requisitos de la sección 3.7.8.

5.8.7 Revisión del alma de la columna

Las almas de las vigas conectadas a los patines de las columnas de sección H deben estar en el mismo plano que el alma de la columna.

- a) La resistencia al cortante del alma de la columna en la junta, calculada como se indica a continuación, debe ser suficiente para resistir las fuerzas cortantes horizontales producidas por las acciones de diseño indicadas en los incisos 5.8.6.c y 5.8.6.d, sin exceder de $0.8 \sum R_y M_p$ de las vigas que conectan con los patines de la columna.

La resistencia nominal R_v del alma de la columna se determina con la que sea aplicable de las ecuaciones 3.99 y 3.100 de la sección 3.7.7, y la resistencia de diseño es $F_R R_v$, donde F_R se toma igual a 0.75.

En el grueso del alma se incluyen las placas adosadas a ella, cuando las haya.

- b) La suma del peralte más el ancho de la zona del alma de la columna comprendida en la junta, dividida entre su grueso, no debe exceder de 90. En este cálculo, el grueso sólo incluye las placas adosadas al alma de la columna cuando están ligadas a ella con soldaduras de tapón, que impiden el pandeo de las placas aisladas.
- c) Las placas de refuerzo del alma de la columna se sueldan a los patines de ésta con soldaduras de penetración completa, o con soldaduras de filete que desarrollen la resistencia de la placa al cortante. Cuando están adosadas al alma, debe colocarse soldadura suficiente, en sus bordes superior e inferior, para transmitir al alma la fuerza total en las placas. Si están separadas del alma de la columna, deben ser dos, simétricas respecto al alma, unidas a las placas de continuidad con soldadura suficiente para transmitirles la fuerza total que hay en ellas.

5.8.8 Patines de las vigas

En las regiones donde se formarán articulaciones plásticas no se permiten cambios bruscos en el área de los patines de las vigas, ni tampoco agujeros para tornillos, a menos que el cociente F_y/F_u sea menor que 0.67.

5.8.9 Vigas conectadas al alma de la columna

Cuando las vigas lleguen al alma de la columna, será necesario que ésta reciba también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que lleguen al alma se conectarán, en los dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna, por lo que, de preferencia, estarán al mismo nivel que los patines o las placas horizontales de conexión de la viga o vigas que se apoyan en los patines de la columna.

Si la columna recibe una sola viga por el alma, el otro lado de ésta se rigidizará adecuadamente.

5.8.10 Relación entre los momentos en vigas y columnas

Cuando en el diseño intervienen las acciones sísmicas, en las juntas debe satisfacerse la relación siguiente:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0 \quad (5.15)$$

donde

$\sum M_{pc}^*$ suma de los momentos en las dos columnas que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

Puede tomarse $\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_c)$,

ΣM_{pv}^* suma de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

$\Sigma M_{pv}^* = \Sigma (1.1 R_y M_{pv} + M_v)$, donde M_v es el momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de la columna.

En las expresiones anteriores,

A_c y Z_c área total y módulo de sección plástico de la columna, respectivamente;

P_{uc} fuerza axial de compresión de diseño en ella (un número positivo); y

F_{yc} esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la misma.

La condición dada por la ec. 5.15 no se aplica a edificios de un solo piso ni al nivel superior de edificios altos.

5.9 Uniones con estructuras de concreto

5.9.1 Bases de columnas y aplastamiento en concreto

Deben tomarse todas las medidas necesarias para asegurar una transmisión correcta de cargas y momentos de las columnas a los cimientos de concreto en los que se apoyan.

Los valores de diseño en las áreas de aplastamiento son $F_R P_p$, donde F_R se toma igual a 0.6 y P_p vale:

Cuando la carga está aplicada sobre el área total del apoyo de concreto, A_t ,

$$P_p = 0.85 f_c' A_t \quad (5.16)$$

Cuando la carga está aplicada sobre un área menor que la total del apoyo de concreto

$$P_p = 0.85 f_c' A_t \sqrt{A_2 / A_1} \quad (5.17)$$

donde

f_c' esfuerzo de ruptura en compresión del concreto;

A_1 área de contacto; y

A_2 área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie de concreto que recibe la carga.

$$\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2.$$

5.9.2 Anclas e insertos

Se tomarán las medidas necesarias para que la estructura de concreto resista las cargas transmitidas por las anclas o insertos metálicos con un factor de seguridad adecuado para que la resistencia de diseño de las anclas o insertos no se vea disminuida por fallas locales o generalizadas de la estructura de soporte. El diseño de ésta se hará de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Las anclas se diseñarán para transmitir las fuerzas cortantes que aparezcan en las bases de las columnas, a menos que se utilicen otros mecanismos de transmisión; también deberán transmitir a la estructura de soporte todas las fuerzas de tensión, incluyendo las que resulten de momentos debidos al empotramiento completo o parcial de las columnas.

El diseño de los elementos de acero estructural del inserto se hará de acuerdo con estas Normas.

Los pernos y barras que se utilicen como anclas, y que deban transmitir fuerzas de tensión, estarán ahogados en el concreto una longitud suficiente, y/o tendrán placas de anclaje en el extremo, para transmitir la fuerza de diseño al concreto por adherencia, cortante, aplastamiento, o una combinación de varios de esos efectos.

Las fuerzas cortantes se transmitirán del inserto al concreto por medio de pernos de cortante o por cortante-fricción.

Cuando se suelden elementos a insertos ya instalados, que estén en contacto con el concreto, se tomarán las precauciones necesarias para evitar una expansión térmica excesiva del inserto, que pueda ocasionar descascaramiento o agrietamiento del concreto o esfuerzos excesivos en las anclas del inserto.

El anclaje a estructuras de concreto puede hacerse por medio de elementos postensados de acero de alta resistencia. El material y los requisitos de diseño de los elementos de acero de alta resistencia y de sus anclajes y accesorios, así como los procedimientos de fabricación e instalación, estarán de acuerdo con las especificaciones de los códigos aplicables.

6. ESTRUCTURAS DÚCTILES

En este capítulo se indican los requisitos mínimos que deberán cumplirse para que puedan adoptarse valores del factor de comportamiento sísmico Q mayores o iguales que 2, de acuerdo con el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. También se abarcan algunos casos que no están incluidos en ese Capítulo 5.

Las estructuras que satisfagan los requisitos señalados en este capítulo podrán diseñarse con el factor de comportamiento sísmico indicado en la tabla 6.1. Para sistemas estructurales diferentes a los indicados en la tabla, se deberá presentar a la Administración un estudio en el que se soporte el valor del factor de comportamiento sísmico utilizado.

Tabla 6.1 Factores de comportamiento sísmico Q

Sistema estructural	Descripción	Factor de comportamiento sísmico, Q
a) Edificios industriales	Edificios con marcos rígidos en una dirección (X), y contraventeados con diagonales que trabajan exclusivamente a tensión en la dirección ortogonal (Y).	$Q_x \geq 2$ ⁽¹⁾ $Q_y = 1$
	Edificios con marcos rígidos en una dirección (X), y contraventeados con diagonales que pueden trabajar en tensión o compresión en la dirección ortogonal (Y).	$Q_x \geq 2$ ⁽¹⁾ $Q_y = 1.5$
b) Sistemas contraventeados	Contraventeo excéntrico.	4
	Contraventeo concéntrico dúctil.	3
	Contraventeo concéntrico con ductilidad normal.	2
c) Marcos rígidos ²	Marcos rígidos de acero con ductilidad alta.	4 ó 3
	Marcos rígidos de acero con ductilidad reducida.	2

¹ Quedará a juicio del diseñador, el demostrar que pueden utilizarse valores de Q mayores que 2.

² Ver la sección 6.1.5 para marcos dúctiles con vigas de alma abierta (armaduras).

6.1 Requisitos generales

En los casos en que la estructura está formada por una combinación de marcos rígidos y muros o contravientos, cada uno de los marcos que componen la estructura deberá diseñarse para resistir no menos del 50 por ciento de la fuerza lateral que le correspondería si estuviera aislado. Este porcentaje es aplicable también a los marcos con contraventeos excéntricos.

6.1.1 Materiales

La gráfica esfuerzo de tensión–deformación del acero empleado deberá tener una zona de cedencia (deformación creciente con esfuerzo prácticamente constante) correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación. El alargamiento correspondiente al esfuerzo de ruptura no deberá ser menor de 20 por ciento.

6.1.2 Miembros en flexión

Se considerará un miembro en flexión cuando trabaja predominantemente a esta sollicitación, y la fuerza axial no excede de $0.1P_y$, donde $P_y = A F_y$.

6.1.2.1 Requisitos geométricos

El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de la sección transversal, ni el ancho de sus patines mayor que el ancho del patín o el peralte de la columna a la cual se conectan.

El eje de las vigas no deberá separarse horizontalmente del eje de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

Las secciones transversales deberán tener dos ejes de simetría, uno vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil, deben conservarse los dos ejes de simetría.

Si las vigas están formadas por placas soldadas, la soldadura entre almas y patines debe ser continua en toda la longitud de la viga, y en las zonas de formación de articulaciones plásticas debe ser capaz de desarrollar la resistencia total en cortante de las almas.

Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque su peralte varíe a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

En estructuras soldadas deben evitarse los agujeros, siempre que sea posible, en las zonas de formación de articulaciones plásticas. En estructuras atornilladas o remachadas, los agujeros que sean necesarios en la parte del perfil que trabaje en tensión se punzonarán a un diámetro menor y se agrandarán después, hasta darles el diámetro completo, con un taladro o escarificador. Este mismo procedimiento se seguirá en estructuras soldadas, si se requieren agujeros para montaje o por algún otro motivo.

No se harán empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas, en las zonas de formación de articulaciones plásticas.

Para los fines de los dos párrafos anteriores, se considerará que las articulaciones plásticas tienen una longitud igual a un peralte, en los extremos de las vigas, y a dos peraltes, medidos uno a cada lado de la sección teórica en la que aparecerá la articulación plástica, en zonas intermedias.

En aceros cuyo esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, F_u , es menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado, F_y , no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en zonas en que se haya reducido el área de los patines, ya sea por agujeros para tornillos o por cualquier otra causa.

6.1.2.2 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionarán de manera que no se presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en las que se supondrá que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a los momentos plásticos resistentes del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y evaluados tomando el esfuerzo de fluencia del material igual a $1.1F_{ye}$ (sección 5.3.2). Al plantear la ecuación de equilibrio para calcular la fuerza cortante se tendrán en cuenta las cargas transversales que obran sobre el miembro, multiplicadas por el factor de carga.

Como opción, se permite hacer el dimensionamiento tomando como base las fuerzas cortantes de diseño obtenidas en el análisis, pero utilizando un factor de resistencia F_R igual a 0.7, en lugar de 0.9 especificado en la sección 3.3.3.

Las articulaciones plásticas se forman, en la mayoría de los casos, en los extremos de los elementos que trabajan en flexión. Sin embargo, hay ocasiones, frecuentes en las vigas de los niveles superiores de los edificios, en que una de ellas se forma en la zona central del miembro. Cuando esto suceda, la fuerza cortante debe evaluarse teniendo en cuenta la posición real de la articulación plástica.

6.1.2.3 Contraventeo lateral

Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Además, la distancia entre cada una de estas secciones y la siguiente sección soportada lateralmente no será mayor que $0.086r_y (E/F_y)$. Este requisito se aplica a un solo lado de la articulación plástica cuando ésta se forma en un extremo de la viga, y a ambos lados cuando aparece en una sección intermedia. La expresión anterior es válida para vigas de sección transversal I o H, flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia.

En zonas que se conservan en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso la separación entre puntos no soportados lateralmente puede ser mayor que la indicada en el párrafo anterior, pero no debe exceder de L_u , calculada de acuerdo con la sección 3.3.2.2.

Los elementos de contraventeo proporcionarán soporte lateral, directo o indirecto, a los dos patines de las vigas. Cuando el sistema de piso proporcione soporte lateral al patín superior, el desplazamiento lateral del patín inferior

puede evitarse por medio de atiesadores verticales de rigidez adecuada, soldados a los dos patines y al alma de la viga.

6.1.3 Miembros flexocomprimidos

6.1.3.1 Requisitos geométricos

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0, y la dimensión menor será mayor o igual que 200 mm.

Si la sección transversal es H, el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte–ancho del patín no excederá de 1.5, y el ancho de los patines será de 200 mm o más. Sin embargo, se permite el uso de perfiles laminados que no cumplen rigurosamente estas condiciones.

La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

6.1.3.2 Resistencia mínima en flexión

La resistencia en flexión de las columnas que concurren en un nudo debe satisfacer las condiciones dadas por la ec. 5.15 de la sección 5.8.10, con las excepciones que se indican en esta sección.

Como una opción, se permite hacer el dimensionamiento tomando como base los elementos mecánicos de diseño obtenidos en el análisis, pero reduciendo el factor de resistencia F_R utilizado en flexocompresión de 0.9 a 0.7.

6.1.3.3 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos flexocomprimidos se dimensionarán de manera que no fallen prematuramente por fuerza cortante. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual a la altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen $Z_c(F_{yc} - f_a)$.

Cuando las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo de la sección 6.1.3.2, la revisión por fuerza cortante se realizará con la fuerza de diseño obtenida en el análisis pero utilizando un factor de resistencia de 0.7.

6.1.4 Uniones viga–columna

Las uniones viga–columna deben satisfacer las recomendaciones de la sección 5.8, con las modificaciones pertinentes cuando las columnas sean de sección transversal rectangular hueca.

6.1.4.1 Contraventeo

Si en alguna junta de un marco dúctil no llegan vigas al alma de la columna, por ningún lado de ésta, o si el peralte de la viga o vigas que llegan por alma es apreciablemente menor que el de las que se apoyan en los patines de la columna, éstos deberán ser soportados lateralmente al nivel de los patines inferiores de las vigas.

6.1.5 Vigas de alma abierta (armaduras)

En esta sección se indican los requisitos especiales que deben satisfacerse cuando se desea emplear vigas de alma abierta (armaduras) en marcos dúctiles. Deben cumplirse, además, todas las condiciones aplicables de este capítulo.

Podrá adoptarse un factor de comportamiento sísmico, $Q = 3$, en edificios de no más de tres pisos o 12 m de altura total, y en el último entrepiso de cualquier edificio. En todos los demás, deberá utilizarse $Q = 2$.

Las armaduras pueden usarse como miembros horizontales en marcos dúctiles, si se diseñan de manera que la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las dos armaduras que concurren en cada nudo intermedio sea igual o mayor que 1.25 veces la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las columnas que llegan al nudo; esta resistencia debe calcularse con el esfuerzo de fluencia esperado de la columna, F_{ye} . En nudos extremos, el requisito anterior debe ser satisfecho por la única armadura que forma parte de ellos.

Además, deben cumplirse las condiciones siguientes:

- a) Los elementos de las armaduras que trabajan en compresión o en flexocompresión, sean cuerdas, diagonales o montantes, se diseñarán con un factor de resistencia, F_R , igual a 0.7. Al determinar cuales elementos trabajan en compresión, habrán de tenerse en cuenta los dos sentidos en que puede actuar el sismo.
- b) Las conexiones entre las cuerdas de las armaduras y las columnas deben ser capaces de desarrollar la resistencia correspondiente a 1.2 la resistencia calculada de las cuerdas.
- c) En edificios de más de un piso, el esfuerzo en las columnas producido por las fuerzas axiales de diseño no será mayor de $0.3F_y$, y la relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

6.2 Requisitos adicionales para sistemas estructurales comunes

6.2.1 Marcos rígidos con ductilidad alta

Los marcos rígidos dúctiles tienen la capacidad de formar articulaciones plásticas donde sean necesarias, de preferencia en miembros a flexión, y mantener su resistencia en dichas articulaciones. Estas estructuras deberán satisfacer los requisitos adicionales indicados en esta sección.

Las trabes, columnas y uniones viga–columna deberán ser diseñadas y arriostradas para soportar deformaciones plásticas importantes, a menos que se pueda demostrar que el elemento considerado permanecerá en el intervalo elástico mientras uno o varios elementos del nudo experimentan deformaciones plásticas importantes.

Se deberá considerar que un elemento que experimenta deformaciones plásticas importantes ejerce una fuerza en el nudo correspondiente a su esfuerzo de fluencia esperado, F_{ye} .

6.2.1.1 Trabes

Las secciones transversales de las vigas deberán ser tipo 1. Sin embargo, se permite que la relación ancho/grueso del alma llegue hasta $3.71 \sqrt{E/F_y}$ si en las zonas de formación de articulaciones plásticas se toman las medidas necesarias (reforzando el alma mediante atiesadores transversales o placas adosadas a ella, soldadas adecuadamente) para impedir que el pandeo local se presente antes de la formación del mecanismo de colapso.

Deberá tenerse en cuenta la contribución de la losa cuando trabaja en acción compuesta con las vigas, para calcular la resistencia a flexión de las mismas, o las fuerzas producidas por ellas.

No deberán existir cambios importantes o abruptos en la sección transversal de las vigas en las zonas de formación de articulaciones plásticas.

6.2.1.2 Columnas

Las secciones de las columnas deberán ser tipo 1 cuando sean los elementos críticos en un nudo; de lo contrario, podrán ser de tipo 1 ó 2. Todas las columnas deberán estar arriostradas lateralmente. Para estructuras del grupo A, localizadas en las zonas II o III, las columnas deberán tener una carga axial factorizada no mayor de $0.3A_t F_y$, para cualquier combinación sísmica.

Las uniones entre tramos de columnas, efectuadas con soldadura de penetración completa, deberán localizarse a una distancia no menor de $L/4$, ni de un metro, de las uniones viga–columna; L es la altura libre de la columna.

6.2.1.3 Uniones viga–columna

Deberán satisfacerse todos los requisitos aplicables de la sección 5.8.

6.2.2 Marcos rígidos con ductilidad reducida

Los marcos rígidos con ductilidad reducida podrán resistir deformaciones inelásticas limitadas cuando se vean sometidos a las fuerzas que resulten de un movimiento sísmico intenso; para ello, deberán cumplir con los requisitos que se establecen a continuación.

6.2.2.1 Uniones viga–columna

Las conexiones viga–columna se harán por medio de soldadura o tornillos de alta resistencia; pueden ser tipo 1 o “parcialmente restringidas”, y deberán satisfacer los requisitos de la sección 1.5.

- a) Cuando los marcos sean del tipo 1, se cumplirán todos los requisitos aplicables de la sección 5.8, con las modificaciones siguientes:
- 1) El momento M_u de la sección 5.8.4.2 debe ser igual, como mínimo, a M_{pv} ;
 - 2) La rotación inelástica que se indica en la sección 5.8.2.2 puede reducirse a 0.02 radianes.
- b) Se permitirá el uso de conexiones parcialmente restringidas cuando se cumplan los requisitos siguientes, además de los indicados en la sección 1.5.
- 1) Las conexiones suministran la resistencia de diseño especificada en el inciso 6.2.2.1.a;
 - 2) La resistencia nominal a la flexión de la conexión es igual o mayor que el 50 por ciento del más pequeño de los momentos plásticos nominales de la viga o columna conectadas.
 - 3) La conexión deberá demostrar una capacidad de rotación adecuada, mediante pruebas cíclicas con deformaciones angulares correspondientes a la deformación lateral relativa del entrepiso.
 - 4) En el diseño se tendrán en cuenta la rigidez y resistencia de las conexiones, y se incluirá el efecto de la estabilidad global.

6.2.2.2 Requisitos para fuerza cortante

Se cumplirán los requisitos de la sección 6.1.2.2, con las modificaciones siguientes:

En conexiones rígidas, los momentos en las articulaciones plásticas de las vigas se tomarán iguales a $F_y Z_{yv}$.

En conexiones parcialmente restringidas, los momentos en los extremos se tomarán iguales a los momentos máximos que resistan las conexiones.

6.2.3 Marcos con contraventeo concéntrico dúctil

Los marcos con contraventeo concéntrico dúctil tienen la capacidad de disipar energía mediante fluencia de las diagonales o de sus conexiones. Los marcos de este tipo deberán satisfacer, además, los requisitos específicos indicados en esta sección.

6.2.3.1 Sistema de contraventeo

Las diagonales deberán orientarse de tal forma que, para cualquier dirección y sentido del sismo, en cada nivel y en cada marco al menos 30 por ciento de la fuerza cortante que le corresponde sea tomada por las diagonales en tensión, y al menos 30 por ciento por las diagonales en compresión. No es necesario cumplir esta condición cuando la suma de las resistencias nominales de las diagonales comprimidas es mayor que la resistencia total requerida, correspondiente a la condición de carga utilizada para el diseño.

En marcos con contraventeo concéntrico no se permite usar:

- a) Diagonales en "V", conectadas en un solo punto, y en un solo lado, cercano a la zona central de la trabe, a menos que se cumplan los requisitos de la sección 6.2.3.4.

b) Diagonales en “K”, conectadas en un solo punto y en un solo lado de la columna.

6.2.3.2 Diagonales de contraventeo

Todas las secciones utilizadas en las diagonales serán tipo 1 (sección 2.3). Su relación de esbeltez efectiva, KL/r , no será mayor que $5.88 \sqrt{E/F_y}$.

En diagonales armadas, la relación de esbeltez de los elementos que las conforman no será mayor de la mitad de la relación de esbeltez del elemento armado.

La resistencia al corte de los elementos de sujeción será, como mínimo, igual a la resistencia de diseño en tensión de cada una de las barras que unen. Su separación será uniforme, y se emplearán, como mínimo, dos elementos de sujeción. En el cuarto central de la diagonal no se permite utilizar elementos de sujeción atornillados.

6.2.3.3 Conexiones de las diagonales de contraventeo

Deberán minimizarse las excentricidades.

a) Resistencia requerida. Las conexiones de diagonales de estructuras ubicadas en las zonas II y III deberán tener una resistencia no menor que la más pequeña de las siguientes:

- 1) La resistencia nominal en tensión del elemento de contraventeo, calculada como $R_y F_y A$.
- 2) La fuerza máxima, indicada por el análisis, que puede ser transmitida a la diagonal.

b) Resistencia en tensión. La resistencia de diseño en tensión de los elementos de contraventeo y sus conexiones, basada en los estados límite de fractura en la sección neta (inciso 3.1.2.b) y de ruptura en bloque por cortante y tensión (sección 5.4.3), será igual o mayor que la resistencia requerida determinada en el inciso 6.2.3.3.a.

c) Resistencia en flexión. En la dirección en la que, de acuerdo con el análisis, se pandeará la diagonal, la resistencia de diseño en flexión de la conexión será igual o mayor que la resistencia nominal esperada en flexión del contraventeo alrededor del eje de pandeo, $1.1R_y M_p$.

d) En el diseño de las placas de conexión deben considerarse sus posibles formas de pandeo.

6.2.3.4 Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales

a) Los contraventeos en V y en V invertida deben satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) Las vigas interceptadas por contravientos deben ser continuas entre columnas.

- 2) Las vigas interceptadas por contravientos deben diseñarse para que resistan los efectos de todas las cargas tributarias, muertas y vivas, suponiendo que el contraventeo no existe.
- 3) Las vigas interceptadas por contravientos deben diseñarse para que resistan los efectos de las cargas verticales, muertas y vivas, más una carga vertical aplicada por las diagonales, calculada considerando una fuerza mínima igual a P_y en la diagonal en tensión y una fuerza máxima de $0.3F_c R_c$ en la comprimida.
- 4) Los patines superior e inferior de las vigas, en el punto de intersección de las diagonales de contraventeo, deben diseñarse para que soporten una fuerza lateral igual a dos por ciento de la resistencia nominal del patín, igual al producto de su área por F_y .

6.2.4 Marcos con contraventeo concéntrico con ductilidad normal

Son aquellos en los que las diagonales de contraviento pueden resistir fuerzas de tensión y compresión importantes, mientras permiten deformaciones inelásticas moderadas en sus miembros y conexiones, bajo la acción de eventos sísmicos intensos.

6.2.4.1 Diagonales de contraventeo

Todas las secciones utilizadas en las diagonales serán tipo 1 (sección 2.3).

- a) Su relación de esbeltez efectiva, KL/r , no será mayor que $4.23\sqrt{E/F_y}$, excepto cuando se trate de edificios de uno o dos pisos, en los cuales no se restringe esta relación.
- b) La resistencia requerida en compresión de un miembro de contraventeo no excederá de $0.8F_R R_c$.
- c) Deben cumplirse las condiciones indicadas en el primer párrafo de la sección 6.2.3.1.
- d) En diagonales armadas, el primer punto de sujeción entre los elementos componentes, a los lados del punto central de la diagonal, se diseñará para transmitir una fuerza igual al 50 por ciento de la resistencia nominal de uno de los componentes al adyacente. Por lo menos habrá dos puntos de sujeción, equidistantes del centro de la diagonal.

6.2.4.2 Conexiones de las diagonales de contraventeo

Se cumplirán los requisitos indicados en la sección 6.2.3.3.

6.2.4.3 Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales

Los contraventeos en V y en V invertida deben satisfacer los requisitos de los incisos 6.2.3.4.a.1, 6.2.3.4.a.2 y 6.2.3.4.a.4.

Además, la resistencia de diseño de los contraventeos será, por lo menos, 1.5 veces la resistencia requerida correspondiente a las combinaciones de cargas de diseño.

6.2.5 Marcos dúctiles con contraventeos excéntricos

En los marcos con contraventeos excéntricos, por lo menos uno de los extremos de cada miembro en diagonal se conecta a una viga a una distancia pequeña del extremo de la viga que se une a la columna del marco o, en

sistemas con diagonales en V o en V invertida, las dos diagonales se unen a la parte central de la viga dejando, entre ellas, una distancia pequeña.

Si el proporcionamiento geométrico de los elementos del marco es tal que les permite admitir amplias deformaciones inelásticas antes de sufrir pandeos locales, fracturas por resistencia, o problemas de inestabilidad global, el comportamiento del marco es muy dúctil. La rigidez lateral de este tipo de marcos es proporcionada principalmente por la rigidez axial de las diagonales.

Al segmento de viga comprendido entre la conexión de la diagonal a la viga y la conexión de la viga a la columna, o entre las conexiones de las dos diagonales, suele llamársele “eslabón de cortante”, porque en la mayoría de los casos se diseña para que fluya plásticamente en cortante, aunque en ocasiones puede fluir en flexión.

Los requisitos para que los marcos dúctiles con contraventeos excéntricos tengan un comportamiento adecuado bajo acciones sísmicas importantes se establecen en la literatura especializada.

6.2.6 Bases de columnas

En todos los marcos que se diseñen con un factor de comportamiento sísmico mayor que 2.0 deben tomarse las medidas necesarias para que puedan formarse articulaciones plásticas en las bases de las columnas o en su unión con la cimentación.

7. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Se proporcionan aquí guías para el diseño que tienen en cuenta consideraciones de servicio que no aparecen en otras partes de esta especificación.

Los requisitos generales de diseño correspondientes a estados límite de servicio se incluyen en el Título Quinto del Reglamento. Los valores de los parámetros que aseguran un comportamiento adecuado desde el punto de vista de servicio, como pueden ser flechas máximas o períodos de vibración, deben escogerse teniendo en cuenta el uso que se dará a la estructura.

Los estados límite de servicio se revisan utilizando las cargas de servicio, o de trabajo, que corresponden a cada uno de ellos.

7.1 Contraflechas

Cuando haya requisitos relativos a las contraflechas de los elementos estructurales, que sean necesarios para lograr un ajuste adecuado con otros elementos de la construcción, como pueden ser cancelas, muros de relleno, parapetos o recubrimientos de fachada, esos requisitos deberán indicarse en los documentos referentes al diseño y construcción.

Cuando no se especifique ninguna contraflecha en los dibujos de detalle de vigas o armaduras, éstas se fabricarán y montarán de manera que las pequeñas contraflechas debidas a laminado o armado en el taller queden hacia arriba, en la estructura montada.

7.2 Expansiones y contracciones

Los cambios de dimensiones de las estructuras y de los elementos que las componen, producidos por variaciones de temperatura y otros efectos, serán tales que no perjudiquen el comportamiento de la estructura, en condiciones de servicio. Cuando sea necesario, se dispondrán juntas constructivas y se diseñarán los elementos no estructurales de manera que puedan absorber, sin daños, esos cambios de dimensiones.

7.3 Deflexiones, vibraciones y desplazamientos laterales

Las deformaciones de los elementos estructurales y sus combinaciones, producidas por cargas de trabajo, serán tales que no perjudiquen el comportamiento de la estructura, en condiciones de servicio.

a) Deflexiones

Las deflexiones transversales de elementos estructurales y sus combinaciones, incluyendo pisos, techos, muros divisorios y fachadas, producidas por cargas de trabajo, no deben exceder los valores máximos permisibles.

En el Título Quinto del Reglamento se proporcionan algunos de estos valores máximos, y las tablas 7.1 y 7.2. contienen información adicional, relativa a edificios industriales, bodegas, y otras construcciones semejantes, con estructura de acero.

Tabla 7.1 Desplazamientos verticales máximos permisibles en elementos estructurales

Elemento	Carga	Desplazamiento máximo
Miembros que soportan cubiertas de techo rígidas.	CV ¹	L/240
Miembros que soportan cubiertas de techo flexibles.	CV ¹	L/180
Trabes carril para grúas.		Ver tabla 7.2

¹ Carga viva.

Tabla 7.2 Desplazamientos máximos permisibles en traveses carril y edificios que soportan grúas

Elemento	Carga	Desplazamiento máximo
a) Desplazamientos verticales		
Trabe carril		
Grúa colgada o monorriel, clase A, B o C.	Carga vertical de la grúa (sin impacto)	$L/450^1$
Grúa de puente		
Clase A, B o C	Carga vertical de la grúa (sin impacto)	$L/600^1$
Clase D	Carga vertical de la grúa (sin impacto)	$L/800^1$
Clase E	Carga vertical de la grúa (sin impacto)	$L/1000^1$
b) Desplazamientos laterales		
Marco de acero		
Grúa operada desde el piso	Fuerza lateral de la grúa,	$H/100^1$
Grúa operada desde una cabina	viento o sismo	$H/240 \leq 50 \text{ mm}^{(2)}$
Trabe carril	Fuerza lateral de la grúa	$L/400^1$

¹ L es el claro de la trabe carril.

² H es la altura a la que se apoya la trabe carril; el desplazamiento se mide a esa altura.

Las clases de grúas que aparecen en la tabla son las definidas por la Asociación de Fabricantes de Grúas de América (C.M.A.A.A.):

Servicio	Mantenimiento	Ligero	Mediano	Pesado	Cíclico
Clase	A	B	C	D	E

b) Vibraciones

Las vigas y traveses que soportan grandes áreas abiertas, sin muros divisorios ni otras fuentes de amortiguamiento, en las que las vibraciones ocasionadas por el tránsito de personas u otras actividades de éstas pueden resultar inaceptables, deben diseñarse tomando las medidas necesarias para reducir las vibraciones a límites tolerables.

Las vibraciones dependen, principalmente, de las acciones que las producen y de las características dinámicas del sistema de piso, como son:

Frecuencia natural (Hertz; ciclos por segundo).

Amortiguamiento, expresado como un porcentaje del amortiguamiento crítico.

Masa y rigidez.

En general, la sensibilidad de las personas es mayor ante vibraciones con frecuencias entre 2 y 8 Hz, para una aceleración del orden de 0.005g.

La revisión del estado límite de vibraciones es de especial importancia en lugares para espectáculos donde el público puede producir movimientos periódicos más o menos uniformes, como tribunas de estadios, auditorios, salones de baile y actividades aeróbicas.

Los equipos mecánicos que pueden producir vibraciones objetables deben aislarse de la estructura de una manera adecuada, para que la transmisión de las vibraciones a elementos críticos de la estructura se elimine o se reduzca a límites aceptables.

c) Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales de los pisos de las construcciones, producidas por fuerzas sísmicas o de viento, no deben ocasionar colisiones con estructuras adyacentes ni afectar el correcto funcionamiento de la construcción. Para ello, deben satisfacerse los requisitos estipulados en el Título Quinto del Reglamento y las secciones 1.8 y 1.10 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

7.4 Corrosión

Los elementos de acero estructural se protegerán contra la corrosión, para evitar que ésta ocasione disminuciones de resistencia o perjudique su comportamiento en condiciones de servicio. Cuando sea imposible protegerlos después de la fabricación de la estructura, en su diseño se tendrán en cuenta los efectos perjudiciales de la corrosión.

Antes del montaje, todos los elementos se protegerán adecuadamente, con pinturas u otros productos que retrasen el proceso de corrosión, excepto cuando en los dibujos de fabricación o montaje se indique que algunas partes de la estructura no deben pintarse.

Se tomarán precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, humos, vapores industriales u otros agentes altamente corrosivos.

7.5 Fuego y explosiones

Las estructuras deberán protegerse contra el fuego, para evitar pérdidas de resistencia ocasionadas por las altas temperaturas. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependerán de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible.

En casos especiales se tomarán precauciones contra los efectos de explosiones, buscando restringirlos a zonas que no pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

8. EFECTOS DE CARGAS VARIABLES REPETIDAS (FATIGA)

Pocos son los miembros o conexiones de edificios convencionales que requieren un diseño por fatiga, puesto que las variaciones de cargas en esas estructuras ocurren, en general, un número pequeño de veces, o producen sólo pequeñas fluctuaciones en los valores de los esfuerzos. Las cargas de diseño por viento o por sismo son poco frecuentes, por lo que no se justifica tener en cuenta consideraciones de fatiga. Sin embargo, hay algunos casos, de los que son típicos las trabes que soportan grúas viajeras y algunos elementos que soportan maquinaria y equipo, en los que las estructuras están sujetas a condiciones de carga que pueden ocasionar fallas por fatiga.

En general, el diseño de elementos estructurales y conexiones que quedarán sometidos a la acción de cargas variables, repetidas un número elevado de veces durante su vida útil, debe hacerse de manera que se tenga un factor de seguridad adecuado contra la posibilidad de falla por fatiga.

9. FALLA FRÁGIL

Los procedimientos de diseño de estas Normas son válidos para aceros y elementos estructurales que tengan un comportamiento dúctil; por tanto, deberán evitarse todas las condiciones que puedan ocasionar una falla frágil, tales como el empleo de aceros con altos contenidos de carbono, la operación de las estructuras a temperaturas muy bajas, la aplicación de cargas que produzcan impacto importante, la presencia excesiva de discontinuidades en forma de muescas en la estructura y las condiciones de carga que produzcan un estado triaxial de esfuerzos en el que la relación entre el cortante máximo y la tensión máxima sea muy pequeña, y sobre todo deberá evitarse la presencia simultánea de varias de esas condiciones.

En los casos, poco frecuentes, en que las condiciones de trabajo puedan provocar fallas de tipo frágil, se emplearán materiales de alta ductilidad que puedan fluir ampliamente en puntos de concentración de esfuerzos, a la temperatura de trabajo más baja, o la estructura se diseñará de manera que los esfuerzos que se presenten en las zonas críticas sean suficientemente bajos para evitar la propagación de las grietas que caracterizan las fallas frágiles.

10. OTROS METALES

En el diseño de estructuras formadas por metales que no sean acero se procederá de manera que la estructura terminada tenga características por lo menos tan satisfactorias como una de acero que cumpla con los requisitos de estas Normas en lo que respecta a estados límite de falla y de servicio. Para ello se tomarán en cuenta las características propias del material en cuestión; algunas de las más importantes son:

- a) Propiedades mecánicas y curva esfuerzo–deformación;
- b) Efectos de cargas de larga duración;
- c) Efectos de repetición de cargas;
- d) Ductilidad y sensibilidad a concentraciones de esfuerzos;

- e) Efectos de soldadura en caso de emplearla; y
- f) Posibilidad de corrosión.

La lista anterior no es limitativa; deberán conocerse todas las propiedades necesarias para resolver cada problema.

11. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

Estas Normas se complementarán con las correspondientes de la última edición del Código de Prácticas Generales del Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. (I.M.C.A.) o del “Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges”, publicado por el Instituto Americano de la Construcción en Acero (A.I.S.C.).

11.1 Planos y dibujos

Se elaborarán planos de anclas, de fabricación y de montaje.

En los planos de anclas se indicarán todos los elementos que deben quedar ahogados en la cimentación o en la estructura de concreto en la que se apoye la estructura metálica, y que son necesarios para transmitir las acciones que cada una de ellas ejerce sobre la otra.

En los planos de fabricación (también conocidos como planos de taller o de detalle) se proporcionará toda la información necesaria para la ejecución de la estructura en el taller, y en los de montaje se indicará la posición de los diversos elementos que componen la estructura y se señalarán las juntas de campo entre ellos, con indicaciones precisas para su elaboración. Los planos de fabricación se prepararán antes de iniciar la fabricación de la estructura.

Tanto en los planos de fabricación y de montaje como en los dibujos y esquemas de las memorias de cálculo deben indicarse las soldaduras por medio de símbolos que representen claramente, y sin ambigüedades, su posición, dimensiones, características, preparaciones en el metal base, etc. Cuando sea necesario, esos símbolos se complementarán con notas en el plano. En todos los casos deben indicarse, con toda claridad, los remaches, tornillos o soldaduras que se colocarán en el taller y aquellos que deben instalarse en la obra.

Los dibujos de taller se harán siguiendo la práctica más moderna y en su elaboración se tendrán en cuenta los factores de rapidez y economía en fabricación y montaje que sean significativos en cada caso.

11.2 Fabricación

11.2.1 Enderezado

Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto tenga forma curva. El enderezado se hará de preferencia en frío, por medios

mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar 923 K (650 °C).

Los procedimientos anteriores pueden utilizarse también para dar contraflecha a elementos estructurales que la requieran.

11.2.2 Cortes

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra o soplete; estos últimos se harán, de preferencia, a máquina. Los cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5 mm de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deben eliminarse con esmeril o repararse con soldadura. Los cortes en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 25 mm, para proporcionar una transición continua y suave. Si se requiere un contorno específico, se indicará en los planos de fabricación.

Las preparaciones de los bordes de piezas en los que se vaya a depositar soldadura pueden efectuarse con soplete.

Los extremos de piezas que transmiten compresión por contacto directo tienen que prepararse adecuadamente por medio de cortes muy cuidadosos, cepillado u otros medios que proporcionen un acabado semejante.

11.2.3 Estructuras soldadas

Las técnicas de soldadura, mano de obra, apariencia y calidad de las soldaduras y los métodos utilizados para corregir defectos, estarán de acuerdo con la última versión de "Structural Welding Code-Steel", AWS D1.1, de la Sociedad Americana de la Soldadura (American Welding Society). Aquí se señalan sólo alguno de los aspectos principales.

11.2.3.1 Preparación del material

Las superficies en que se vaya a depositar la soldadura estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas, y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que puedan disminuir la eficiencia de la junta soldada; se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre, un recubrimiento anticorrosivo delgado, o un compuesto para evitar las salpicaduras de soldadura. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete oxiacetilénico se efectuará con sopletes guiados mecánicamente.

11.2.3.2 Armado

Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto; cuando esto no sea posible, su separación no excederá de 5 mm. Si la separación es de 1.5 mm, o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual a la separación. La separación entre las superficies en contacto de juntas traslapadas, así como entre las placas de juntas a tope y la placa de respaldo, no excederá de 1.5 mm.

En zonas de la estructura expuestas a la intemperie, que no puedan pintarse por el interior, el ajuste de las juntas que no estén selladas por soldaduras en toda su longitud será tal que, una vez pintadas, no pueda introducirse el agua.

Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores que $1/10$ del grueso de la parte más delgada, y también las mayores de 3 mm.

Siempre que sea posible, las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana.

Las partes por soldar se mantendrán en su posición correcta hasta terminar el proceso de soldadura, mediante el empleo de pernos, prensas, cuñas, tirantes, puntales u otros dispositivos adecuados, o por medio de puntos provisionales de soldadura. En todos los casos se tendrán en cuenta las deformaciones producidas por la soldadura durante su colocación.

Los puntos provisionales de soldadura deben cumplir los mismos requisitos de las soldaduras finales; si se incorporan en éstas, se harán con los mismos electrodos que ellas, y se limpiarán cuidadosamente; en caso contrario, se removerán con un esmeril hasta emparejar la superficie original del metal base.

Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras que eliminen distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción. Cuando no sea posible evitar esfuerzos residuales altos al cerrar soldaduras en conjuntos rígidos, el cierre se hará en elementos que trabajen en compresión.

Al fabricar vigas con cubreplacas y miembros compuestos por varias placas o perfiles, deben hacerse las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí. Las vigas armadas largas pueden hacerse soldando varios subconjuntos, cada uno de ellos fabricado como se indica en el párrafo anterior.

11.2.3.3 Soldaduras de penetración completa

Deben biselarse los extremos de las placas entre las que va a colocarse la soldadura para permitir el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo o, de no ser así, debe quitarse con un cincel o con otro medio adecuado la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr fusión completa en toda la sección transversal. En placas delgadas a tope el bisel puede no ser necesario.

Cuando se use placa de respaldo de material igual al metal base, debe quedar fundida con la primera capa de metal de aportación. Excepto en los casos en que se indique lo contrario en los planos de fabricación o montaje, no es necesario quitar la placa de respaldo, pero puede hacerse si se desea, tomando las precauciones necesarias para no dañar ni el metal base ni el depositado.

Los extremos de las soldaduras de penetración completa deben terminarse de una manera que asegure su sanidad; para ello se usarán, siempre que sea posible, placas de extensión, las que se quitarán después de terminar la soldadura, dejando los extremos de ésta lisos y alineados con las partes unidas.

En soldaduras depositadas en varios pasos debe quitarse la escoria de cada uno de ellos antes de colocar el siguiente.

11.2.3.4 Pre calentamiento

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe pre calentarse a una temperatura suficiente para evitar la formación de grietas. Esa temperatura debe conservarse durante todo el proceso de colocación de la soldadura, en una distancia cuando menos igual al espesor de la parte soldada más gruesa, pero no menor de 75 mm, en todas las direcciones, alrededor del punto en el que se está depositando el metal de aportación.

Se exceptúan los puntos de soldadura colocados durante el armado de la estructura que se volverán a fundir y quedarán incorporados en soldaduras continuas realizadas por el proceso de arco sumergido.

En la tabla 11.1 se dan las temperaturas mínimas de pre calentamiento para algunos aceros usuales.

Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 273 K (0 °C) debe pre calentarse a 293 K (20 °C) como mínimo, o a la temperatura de pre calentamiento, si ésta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aun puntos para armado.

11.2.3.5 Inspección

Todas las soldaduras, incluyendo los puntos provisionales, serán realizadas por personal calificado.

Antes de depositar la soldadura deben revisarse los borde de las piezas en los que se colocará, para cerciorarse de que los biseles, holguras, etc., son correctos y están de acuerdo con los planos.

Tabla 11.1 Temperatura mínima de pre calentamiento, en grados K (°C) ¹

Grueso máximo del metal base en el punto de colocación de la soldadura, mm (pulg.)	Proceso de soldadura	
		Arco eléctrico con electrodo recubierto que no sea de bajo contenido de hidrógeno

	Aceros B254 (A36) y B99 (A529)	Aceros B254 (A36), Gr. 42 y 50, y B99 (A529)	B284 (A572),
menor o igual que 19 ($\leq 3/4$)	Ninguna	Ninguna	
más de 19 hasta 38 ($3/4$ a $1\ 1/2$)	343 (70)	283 (10)	
más de 38 hasta 64 ($1\ 1/2$ a $2\ 1/2$)	383 (110)	343 (70)	
mayor que 64 ($> 2\ 1/2$)	423 (150)	383 (110)	

¹ Para aceros que no aparezcan en esta tabla, ver AWS D1.1, en su última versión.

Una vez realizadas, las uniones soldadas deben inspeccionarse ocularmente, y se repararán todas las que presenten defectos aparentes de importancia, tales como tamaño insuficiente, cráteres o socavaciones del metal base. Toda soldadura agrietada debe rechazarse.

Cuando haya dudas, y en juntas importantes de penetración completa, la revisión se complementará por medio de ensayos no destructivos. En cada caso se hará un número de pruebas no destructivas de soldaduras de taller suficiente para abarcar los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formar una idea general de su calidad. En soldaduras de campo se aumentará el número de pruebas, y éstas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en material de más de 20 mm de grueso y en un porcentaje elevado de las soldaduras efectuadas sobre cabeza.

11.2.4 Estructuras remachadas o atornilladas

El uso de los tornillos de alta resistencia se hará de acuerdo con la última versión de las Especificaciones para Uniones Estructurales con Tornillos ASTM A325 o A490 del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C., o de "Load and Resistance Factor Design Specification For Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts", del Consejo de Investigación sobre Conexiones Estructurales (RCSC).

11.2.4.1 Armado

Todas las partes de miembros que estén en proceso de colocación de remaches o tornillos se mantendrán en contacto entre sí rígidamente, por medio de tornillos provisionales. Durante la colocación de las partes que se unirán entre sí no debe distorsionarse el metal ni agrandarse los agujeros. Una concordancia pobre entre agujeros es motivo de rechazo.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca tendrán una pendiente no mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del tornillo. Si la pendiente es mayor se utilizarán roldanas endurecidas para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deberán ajustarse perfectamente, sin que haya ningún material compresible entre ellas. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las roldanas, estarán libres de costras de laminado, exceptuando las que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre, así como de basura, escoria o cualquier otro defecto que impida que las partes se asienten perfectamente. Las superficies de contacto

en conexiones por fricción estarán libres de aceite, pintura y otros recubrimientos, excepto en los casos en que se cuente con información sobre el comportamiento de conexiones entre partes con superficies de características especiales.

Dependiendo del tipo de conexión (ver sección 5.3.1), puede requerirse que a los tornillos A325 y A490 se les de una tensión de apriete no menor que la indicada en la tabla 5.6. Esta tensión se dará por el método de la vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, o con una llave de tuercas calibrada, o se utilizarán tornillos cuyo diseño permita conocer la tensión a la que están sometidos. Cuando se emplea el método de la vuelta de la tuerca no se requieren roldanas endurecidas, excepto cuando se usan tornillos A490 para conectar material que tenga un límite de fluencia especificado menor que 275 MPa (2 800 kg/cm²); en ese caso se colocarán roldanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

11.2.4.2 Colocación de remaches y tornillos ordinarios A307

Los remaches deben colocarse por medio de remachadoras de compresión u operadas manualmente, neumáticas, hidráulicas o eléctricas. Una vez colocados, deben llenar totalmente el agujero y quedar apretados, con sus cabezas en contacto completo con la superficie.

Los remaches se colocan en caliente; sus cabezas terminadas deben tener una forma aproximadamente semiesférica, entera, bien acabada y concéntrica con los agujeros, de tamaño uniforme para un mismo diámetro. Antes de colocarlos se calientan uniformemente a una temperatura no mayor de 1273 K (1000 °C), la que debe mantenerse a no menos de 813 K (540 °C) durante la colocación.

Antes de colocar los remaches o tornillos se revisarán la posición, alineamiento y diámetro de los agujeros, y posteriormente se comprobará que sus cabezas estén formadas correctamente y se revisarán por medios acústicos y, en el caso de tornillos, se verificará que las tuercas estén correctamente apretadas y que se hayan colocado las roldanas, cuando se haya especificado su uso. La rosca del tornillo debe sobresalir de la tuerca no menos de 3 mm.

11.2.4.3 Agujeros para construcción atornillada o remachada

Los tipos de agujeros reconocidos por estas Normas son los estándar, los sobredimensionados, los alargados cortos y los alargados largos. Las dimensiones nominales de los agujeros de cada tipo se indican en la tabla 5.8.

Los agujeros serán estándar, excepto en los casos en que el diseñador apruebe, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros de algún otro tipo.

Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos más 3 mm ($\frac{1}{8}$ pulg.), pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor, y después rimarse, cuando el material es más grueso. El dado para todos los agujeros subpunzonados, y el taladro para los subtaladrados, debe ser cuando menos 1.5 mm ($\frac{1}{16}$ pulg.) menor que el diámetro nominal del remache o tornillo.

11.2.5 Tolerancias en las dimensiones

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente. En miembros que trabajarán en compresión en la estructura terminada no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores de un milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

La distancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo, es un milímetro. En piezas no cepilladas, de longitud no mayor de diez metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm, cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

11.2.6 Acabado de bases de columnas

Las bases de columnas y las placas de base cumplirán los requisitos siguientes:

- a) No es necesario cepillar las placas de base de grueso no mayor de 51 mm (2 pulg.), siempre que se obtenga un contacto satisfactorio. Las placas de grueso comprendido entre más de 51 mm (2 pulg.) y 102 mm (4 pulg.) pueden enderezarse por medio de prensas o, si no se cuenta con las prensas adecuadas, pueden cepillarse todas las superficies necesarias para obtener un contacto satisfactorio (con las excepciones indicadas en los incisos 11.2.6.b y 11.2.6.c). Si el grueso de las placas es mayor que 102 mm (4 pulg.) se cepillarán todas las superficies en contacto, excepto en los casos que se indican en los incisos 11.2.6.b y 11.2.6.c.
- b) No es necesario cepillar las superficies inferiores de las placas de base cuando se inyecte bajo ellas un mortero de resistencia adecuada que asegure un contacto completo con la cimentación.
- c) No es necesario cepillar las superficies superiores de las placas de base ni las inferiores de las columnas cuando la unión entre ambas se haga por medio de soldaduras de penetración completa.

11.2.7 Pintura

Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, todas las piezas que deben pintarse se limpiarán cepillándolas vigorosamente, a mano, con cepillo de alambre, o con chorro de arena, para eliminar escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura, basura y, en general, toda materia extraña. Los depósitos de aceite y grasa se quitarán por medio de solventes.

Las piezas que no requieran pintura de taller se deben limpiar también, siguiendo procedimientos análogos a los indicados en el párrafo anterior.

A menos que se especifique otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio no necesitan pintarse, y las que vayan a quedar ahogadas en concreto no deben pintarse. Todo el material restante recibirá en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias, por medio de brocha, pistola de aire, rodillo o por inmersión.

El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un período de tiempo corto, y puede servir como base para la pintura final, que se efectuará en obra.

Las superficies que sean inaccesibles después del armado de las piezas deben pintarse antes.

Todas las superficies que se encuentren a no más de 50 mm de distancia de las zonas en que se depositarán soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales.

Cuando un elemento estructural esté expuesto a los agentes atmosféricos, todas las partes que lo componen deben ser accesibles de manera que puedan limpiarse y pintarse.

11.3 Montaje

11.3.1 Condiciones generales

El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

11.3.2 Anclajes

Antes de iniciar el montaje de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias, en planta o en elevación, con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

11.3.3 Conexiones provisionales

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente, o ligarse entre sí por medio de tornillos, pernos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en estas Normas, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Así mismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados.

11.3.4 Tolerancias

Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura está correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto

no excede de 1/500. En vigas teóricamente horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

Deben cumplirse, además las condiciones siguientes:

- a) El desplazamiento del eje de columnas adyacentes a cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, el desplazamiento puede aumentar 1 mm por cada piso adicional, hasta un máximo de 50 mm.
- b) El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor de 25 mm hacia fuera del edificio, ni 50 mm hacia dentro, en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, los límites anteriores pueden aumentarse en 1.5 mm por cada piso adicional, pero no deben exceder, en total, de 50 mm hacia fuera ni 75 mm hacia dentro del edificio.

Los desplazamientos hacia el exterior se tendrán en cuenta al determinar las separaciones entre edificios colindantes indicadas en la sección 1.10 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

11.3.5 Alineado y plomeado

No se colocarán remaches, pernos ni soldadura permanente, hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada.

11.3.6 Ajuste de juntas de compresión en columnas

Se aceptarán faltas de contacto por apoyo directo, independientemente del tipo de unión empleado (soldadura de penetración parcial, remaches o tornillos), siempre que la separación entre las partes no exceda de 1.5 mm. Si la separación es mayor de 1.5 mm, pero menor de 6 mm, y una investigación ingenieril muestra que no hay suficiente área de contacto, el espacio entre las dos partes debe llenarse con láminas de acero de grueso constante. Las láminas de relleno pueden ser de acero dulce, cualquiera que sea el tipo del material principal.

12. REGLAMENTOS ALTERNATIVOS

Se aceptará el Manual del IMCA 5ta edición método factores de carga y resistencia o el Manual del AISC 2010 (American Institute of Steel Construction) método LRFD como reglamentos alternativos para todo lo referente a diseño y construcción de estructuras metálicas. No es permitido mezclar criterios de los diferentes códigos aceptados.

Para el diseño de los sistemas SISMO-RESISTENTES, se sujetará a lo dispuesto en las versiones 2008 y/o 2015 del Manual de Diseño de Obras Civiles-Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES.

TÍTULO VI.

NOTACION.

A	área tributaria, m ²
c _t	coeficiente de dilatación térmica
E	módulo de elasticidad, MPa (kg/cm ²)
F _C	factor de carga
W	carga viva unitaria media, kN/m ² (kg/m ²)
W _a	carga viva unitaria instantánea, kN/m ² (kg/m ²)
W _m	carga viva unitaria máxima, kN/m ² (kg/m ²)
Δ _t	incremento de temperatura, grados Kelvin (° C)
v	relación de Poisson

CAPÍTULO 1.

CONSIDERACIONES GENERALES.

1.1 Alcance

Este documento tiene los siguientes objetivos:

- Definir las acciones que pueden obrar sobre las construcciones, así como sus posibles efectos sobre ellas y la forma de tomarlos en cuenta para fines de diseño estructural.
- Establecer las condiciones de seguridad y de servicio que deberán revisarse al realizar el diseño estructural de una construcción, así como los criterios de aceptación relativos a cada una de dichas condiciones, de manera de satisfacer lo estipulado en el artículo 147 del Reglamento.
- Establecer las combinaciones de acciones que deberán suponerse aplicadas simultáneamente para revisar cada una de las condiciones de seguridad y servicio establecidas de acuerdo con lo que se menciona en el inciso anterior.

1.2 Unidades

Sólo se especifican las unidades en las ecuaciones no homogéneas, cuyos resultados dependen de las unidades en que se expresen. En cada uno de esos casos, se presenta, en primer lugar, la ecuación en términos de unidades del sistema internacional (SI), y en segundo lugar, entre paréntesis, en términos de unidades del sistema métrico decimal usual.

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

2. ACCIONES DE DISEÑO

2.1 Tipos de acciones, según su duración

Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

- a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;
- b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado; y
- c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

2.2 Intensidades de diseño

Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas Técnicas Complementarias, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por la Administración y con base en los criterios generales siguientes:

- a) Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de la intensidad;
- b) Para acciones variables se determinarán las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:
 - 1) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la edificación. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes;
 - 2) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable;
 - 3) La intensidad media se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo; y
 - 4) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.
- c) Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de retorno de cincuenta años.

Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y consignarse en los planos estructurales.

2.3 Combinaciones de acciones

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la sección 6.1, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y

- b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 3.4.

- c) Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes. Se aplicarán los factores de carga que se presentan en la sección 3.4.

3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 Estados límite

Para fines de aplicación de estas Normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. Tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. Los segundos incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción.

3.2 Resistencias de diseño

3.2.1 Definición

Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualesquiera de sus componentes.

En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

3.2.2 Determinación de resistencias de diseño

La determinación de la resistencia podrá llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con las secciones 3.3 y 3.4.

Cuando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en forma industrializada, los ensayos se harán sobre muestras de la producción o de prototipos. En otros casos, los ensayos podrán efectuarse sobre modelos de la estructura en cuestión.

La selección de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique deberá hacerse de manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la práctica, tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales.

Con base en los resultados de los ensayos, se deducirá una resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

El tipo de ensaye, el número de especímenes y el criterio para la determinación de la resistencia de diseño se fijará con base en criterios probabilísticos y deberán ser aprobados por la Administración, la cual podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Capítulo XII del Título Sexto del Reglamento.

3.3 Condiciones de diseño

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en la sección 2.3 y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en la sección 3.4.

También se revisará que no se rebase ningún estado límite de servicio bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones, sin multiplicar por factores de carga.

3.4 Factores de carga

Para determinar el factor de carga, F_c , se aplicarán las reglas siguientes:

- a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.4.
Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.5;
- b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;
- c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con la sección 2.2; y
- d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

4.1 Desplazamientos

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los valores siguientes:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.
- b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las Normas correspondientes.

4.2 Vibraciones

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos en la sección 4.1. Además, deberán imponerse límites a las amplitudes máximas de las vibraciones, de acuerdo con su frecuencia, de manera de evitar condiciones que afecten seriamente la comodidad de los ocupantes o que puedan causar daños a equipo sensible a las excitaciones citadas.

4.3 Otros estados límite

Además de lo estipulado en las secciones 4.1 y 4.2, se observará lo que dispongan las Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras y a los estados límite de servicio de la cimentación.

5. ACCIONES PERMANENTES

5.1 Cargas muertas

5.1.1 Definición y evaluación

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

5.1.2 Peso muerto de losas de concreto

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2). Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2) de manera que el incremento total será de 0.4 kN/m^2 (40 kg/m^2). Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

5.2 Empujes estáticos de tierras y líquidos

Las fuerzas debidas al empuje estático de suelos se determinarán de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Para valuar el empuje de un líquido sobre la superficie de contacto con el recipiente que lo contiene se supondrá que la presión normal por unidad de área sobre un punto cualquiera de dicha superficie es igual al producto de la profundidad de dicho punto con respecto a la superficie libre del líquido por su peso volumétrico.

6. CARGAS VARIABLES

6.1 Cargas vivas

6.1.1 Definiciones

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en la sección 6.1.2.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.

Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

6.1.2 Disposiciones generales

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- a) La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;
- b) La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;
- c) La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y
- d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición de la sección 2.2.

Las cargas uniformes de la tabla 6.1 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

6.1.3 Cargas vivas transitorias

Durante el proceso de edificación deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse. Éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 1.5 kN/m^2 (150 kg/m^2). Se considerará, además, una concentración de 1.5 kN (150 kg) en el lugar más desfavorable.

6.1.4 Cambios de uso

El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

6.2 Cambios de temperatura

En los casos en que uno o más componentes o grupos de ellos en una construcción estén sujetos a variaciones de temperatura que puedan introducir esfuerzos significativos en los miembros de la estructura, estos esfuerzos

deberán considerarse al revisar las condiciones de seguridad ante los estados límite de falla y de servicio de la misma, en combinación con los debidos a los efectos de las acciones permanentes.

Los esfuerzos debidos a variaciones de temperatura se calcularán como la superposición de dos estados de esfuerzo:

- a) Un estado inicial, el que se obtendrá suponiendo los esfuerzos internos que resultan de considerar impedidos los desplazamientos asociados a todos los grados de libertad del sistema. En un miembro estructural tipo barra, es decir, que tenga dos dimensiones pequeñas en comparación con su longitud, este estado inicial consistirá en un esfuerzo axial igual al producto

$$E \alpha_t \Delta_t$$

donde E es el módulo de elasticidad del material, α_t es su coeficiente de dilatación térmica y Δ_t el valor del incremento de temperatura. Este esfuerzo será de compresión si la variación de temperatura es positiva, y de tensión en caso contrario. En un miembro estructural tipo placa, caracterizado por una dimensión pequeña en comparación con las otras dos, el estado inicial de esfuerzos corresponderá a un estado de esfuerzo plano isotrópico, caracterizado por una magnitud idéntica en cualquier dirección contenida en el plano medio del elemento considerado. Dicha magnitud es igual a

$$E \nu \alpha_t \Delta_t / (E + \nu)$$

donde ν es la relación de Poisson del material y las demás variables se definieron antes. Estos esfuerzos son de compresión si se trata de un incremento de temperatura y de tensión en caso contrario.

- b) Una configuración correctiva, que resulte de suponer que sobre la estructura actúa un conjunto de fuerzas iguales en magnitud a las que se requiere aplicar externamente a la misma para impedir los desplazamientos debidos a los esfuerzos internos del estado inicial, pero con signo contrario.

6.3 Deformaciones impuestas

Los efectos de las deformaciones impuestas sobre una estructura, tales como las causadas por asentamientos diferenciales de los apoyos o alguna acción similar, se obtendrán mediante un análisis estructural que permita determinar los estados de esfuerzos y deformaciones que se generan en los miembros de dicha estructura cuando se aplican sobre sus apoyos las fuerzas necesarias para mantener las deformaciones impuestas, mientras los demás grados de libertad del sistema pueden desplazarse libremente. Para fines de realizar este análisis, el módulo de elasticidad de cualquier miembro de la estructura podrá tomarse igual al que corresponde a cargas de larga duración. Los efectos de esta acción deberán combinarse con los de las acciones permanentes, variables y accidentales establecidas en otras secciones de estas Normas.

6.4 Vibraciones de maquinaria

En el diseño de toda estructura que pueda verse sujeta a efectos significativos por la acción de vibración de maquinaria, sea que esta se encuentre directamente apoyada sobre la primera, o que pueda actuar sobre ella a través de su cimentación, se determinarán los esfuerzos y deformaciones causados por dichas vibraciones empleando los principios de la dinámica estructural. Las amplitudes tolerables de tales respuestas no podrán tomarse mayores que las establecidas en la sección 4.2.

Tabla 6.1 Cargas vivas unitarias, kN/m² (kg/m²)

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m	Observaciones
a) Habitación (casa–habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W _m	0.9W _m	W _m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7

i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7, 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

¹ Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.0 + \frac{4.2}{\sqrt{A}}$$

$$\left(100 + \frac{420}{\sqrt{A}} \right) ; \text{ en kg/m}^2$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 5 kN (500 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2.5 kN (250 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquéllos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

² Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.1 + \frac{8.5}{\sqrt{A}}$$

$$\left(110 + \frac{850}{\sqrt{A}} \right) ; \text{ en kg/m}^2$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 10 kN (1000 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, definidos como en la nota 1, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 5 kN (500 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg) para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

³ En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el inciso (a) de la tabla 6.1.

⁴ Para el diseño de los pretilos y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor de 1 kN/m (100 kg/m) actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

⁵ En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.

⁶ Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios de la sección 2.2 la carga unitaria, W_m , que no será inferior a 3.5 kN/m^2 (350 kg/m^2) y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

⁷ Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 1 kN (100 kg) en la posición más crítica.

⁸ Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debida al granizo de 0.3 kN (30 kg) por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según la sección 3.4.

⁹ Para tomar en cuenta el efecto de granizo, W_m se tomará igual a 1.0 kN/m^2 (100 kg/m^2) y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga de acuerdo con lo establecido en la sección 3.4. Esta carga no es aditiva a la que se menciona en el inciso (i) de la tabla 6.1 y en la nota 8.

¹⁰ Más una concentración de 15 kN (1500 kg), en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE ORDENAMIENTO
TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA EL DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA.**

TÍTULO VII.

NOTACION.

- A_s área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro en mampostería confinada; área del acero de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente, mm^2 (cm^2)
- A_{sc} área del acero de refuerzo transversal de los castillos colocada a una separación s , mm^2 (cm^2)
- A_{sh} área del acero de refuerzo horizontal colocada a una separación s_h , mm^2 (cm^2)
- A_{st} área de acero de los dispositivos o conectores, colocados a una separación s , necesaria para dar continuidad a muros transversales que lleguen a tope, mm^2 (cm^2)
- A_{sv} área del acero de refuerzo vertical colocada a una separación s_v , mm^2 (cm^2)
- A_T área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos, mm^2 (cm^2)
- B dimensión en planta del entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad torsional estática, e_s , mm (cm)
- b longitud de apoyo de una losa soportada por el muro, mm (cm)
- c_j coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno
- c_m coeficiente de variación de la resistencia a compresión de pilas de mampostería
- c_p coeficiente de variación de la resistencia a compresión de piezas
- c_v coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes de mampostería
- c_z coeficiente de variación de la resistencia de interés de las muestras
- d distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima, mm (cm)
- d' distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos de un muro, mm (cm)
- d_b diámetro de barras de refuerzo, mm (cm)
- E_m módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas, MPa (kg/cm^2)
- E_s módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, MPa (kg/cm^2)
- e excentricidad con que actúa la carga en elementos de mampostería de piedras naturales y que incluye los efectos de empujes laterales, si existen, mm (cm)
- e_c excentricidad con que se transmite la carga de la losa a muros extremos, mm (cm)
- e_s excentricidad torsional estática, mm (cm)
- e' excentricidad calculada para obtener el factor de reducción por excentricidad y esbeltez, mm (cm)
- F_{AE} factor de área efectiva de los muros de carga
- F_E factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez
- F_R factor de resistencia
- f_c' resistencia especificada del concreto en compresión, MPa (kg/cm^2)
- $\overline{f_j}$ media de la resistencia a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno, MPa (kg/cm^2)
- f_j^* resistencia de diseño a compresión del mortero o de cilindros de concreto de relleno, MPa (kg/cm^2)
- $\overline{f_m}$ media de la resistencia a compresión de pilas de mampostería, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta, MPa (kg/cm^2)
- f_m^* resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta, MPa (kg/cm^2)
- $\overline{f_p}$ media de la resistencia a compresión de las piezas, referida al área bruta, MPa (kg/cm^2)
- f_p^* resistencia de diseño a compresión de las piezas, referida al área bruta, MPa (kg/cm^2)
- f_y esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo, MPa (kg/cm^2)
- f_{yh} esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado, MPa (kg/cm^2)

G_m	módulo de cortante de la mampostería, MPa (kg/cm ²)
H	altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral, mm (cm)
H_o	longitud mínima, medida en los extremos de los castillos, sobre la cual se deben colocar estribos con una menor separación, mm (cm)
h_c	dimensión de la sección del castillo o dala que confina al muro en el plano del mismo, mm (cm)
k	factor de altura efectiva del muro
L	longitud efectiva del muro, mm (cm)
L'	separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro, mm (cm)
L_d	longitud de desarrollo de una barra de refuerzo recta a tensión, mm (cm)
M_R	momento flexionante resistente de diseño, aplicado en el plano, en un muro sujeto a flexocompresión, N-mm (kg-cm)
M_o	momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexión pura, N-mm (kg-cm)
P	carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga, N (kg)
P_R	resistencia de diseño del muro a carga vertical, N (kg)
P_u	carga axial de diseño, N (kg)
p_h	cuantía de acero de refuerzo horizontal en el muro, calculada como $A_{sh} / s_h t$
p_v	cuantía de acero de refuerzo vertical en el muro, calculada como $A_{sv} / s_v t$
Q	factor de comportamiento sísmico
R	resistencia lateral calculada del espécimen (Apéndice Normativo A), N (kg)
R_a	resistencia lateral aproximada del espécimen (Apéndice Normativo A), N (kg)
$R_{máx}$	resistencia (carga lateral máxima) del espécimen medida en laboratorio (Apéndice Normativo A), N (kg)
s	separación del acero de refuerzo transversal o de conectores, mm (cm)
s_h	separación del acero de refuerzo horizontal en el muro o de los alambres horizontales de una malla de alambre soldado, mm (cm)
s_v	separación del acero de refuerzo vertical en el muro, mm (cm)
t	espesor de la mampostería del muro, mm (cm)
V_{mR}	fuerza cortante de diseño que toma la mampostería, N (kg)
V_{sR}	fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado, N (kg)
v_m^*	resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga, MPa (kg/cm ²)
\bar{v}_m	media de la resistencia a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga, MPa (kg/cm ²)
x	distancia entre el centro de cortante del entrepiso y el muro de interés, con signo, ortogonal a la dirección de análisis, usada para calcular la excentricidad torsional estática, e_s , mm (cm)
z^*	resistencia de diseño de interés, MPa (kg/cm ²)
\bar{z}	media de las resistencias de las muestras, MPa (kg/cm ²)
Δ	desplazamiento lateral aplicado en la parte superior del espécimen (Apéndice Normativo A), mm (cm)
η	factor de eficiencia del refuerzo horizontal
λ	factor de sobrerresistencia de las conexiones (Apéndice Normativo A)
θ	distorsión (Apéndice Normativo A)

CAPÍTULO 1.

CONSIDERACIONES GENERALES.

1.1 Alcance

Estas Normas contienen requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estructuras de mampostería.

Los Capítulos 2 a 10 de estas disposiciones se aplican al análisis, diseño, construcción e inspección de estructuras de mampostería con muros constituidos por piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o huecas, o por piedras naturales unidas por un mortero aglutinante. Incluyen muros reforzados con armados interiores, castillos, cadenas o contrafuertes.

Los Capítulos 4 a 7 se refieren a los diferentes sistemas constructivos a base de mampostería con piedras artificiales. Si bien el comportamiento de los sistemas constructivos es, en términos generales, similar, se establece la división en capítulos para facilitar el proceso de análisis y diseño.

El Capítulo 8 se aplica al diseño de estructuras hechas con piedras naturales.

Los Capítulos 9 y 10 se refieren a la construcción y a la inspección y control de obra.

El Capítulo 11 se aplica a la evaluación y rehabilitación de estructuras de mampostería.

En el Apéndice Normativo A se presenta un criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de mampostería diseñados por sismo.

1.2 Unidades

Las disposiciones de estas Normas se presentan en unidades del sistema internacional, y entre paréntesis en sistema métrico decimal usual (cuyas unidades básicas son metro, kilogramo fuerza y segundo).

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

1.3 Otros tipos de piezas y otras modalidades de refuerzo y construcción de muros

Cualquier otro tipo de piezas, de refuerzo o de modalidad constructiva a base de mampostería, diferente de los aquí comprendidos, deberá ser evaluado según lo establece el Reglamento y el Apéndice Normativo A de estas Normas.

2. MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA

2.1 Piezas

2.1.1 Tipos de piezas

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con la Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE, con excepción de lo dispuesto para el límite inferior del área neta de piezas huecas señalado en la sección 2.1.1.2 (fig. 2.1).

El peso volumétrico neto mínimo de las piezas, en estado seco, será el indicado en la tabla 2.1.

Tabla 2.1
Peso volumétrico neto mínimo de piezas, en estado seco

Tipo de pieza	Valores en kN/m ³ (kg/m ³)
Tabique de barro recocido	13 (1300)
Tabique de barro con huecos verticales	17 (1700)
Bloque de concreto	17 (1700)
Tabique de concreto (tabicón)	15 (1500)

En el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se fijan distintos factores de comportamiento sísmico, Q , en función, entre otros, del tipo de piezas que compone un muro.

2.1.1.1 Piezas macizas

Para fines de aplicación del Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y de estas Normas, se considerarán como piezas macizas aquéllas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área bruta, y cuyas paredes exteriores no tienen espesores menores de 20 mm.

2.1.1.2 Piezas huecas

Las piezas huecas a que hacen referencia estas Normas y el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo son las que tienen, en su sección transversal más desfavorable, un área neta de por lo menos 50 por ciento del área bruta; además, el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 15 mm (fig. 2.1). Para piezas huecas con dos hasta cuatro celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm. Para piezas multiperforadas, cuyas perforaciones sean de las mismas dimensiones y con distribución uniforme, el espesor mínimo de las paredes interiores será de 7 mm. Se entiende como piezas multiperforadas aquéllas con más de siete perforaciones o alvéolos (fig. 2.1).

Para fines de estas Normas sólo se permite usar piezas huecas con celdas o perforaciones ortogonales a la cara de apoyo.

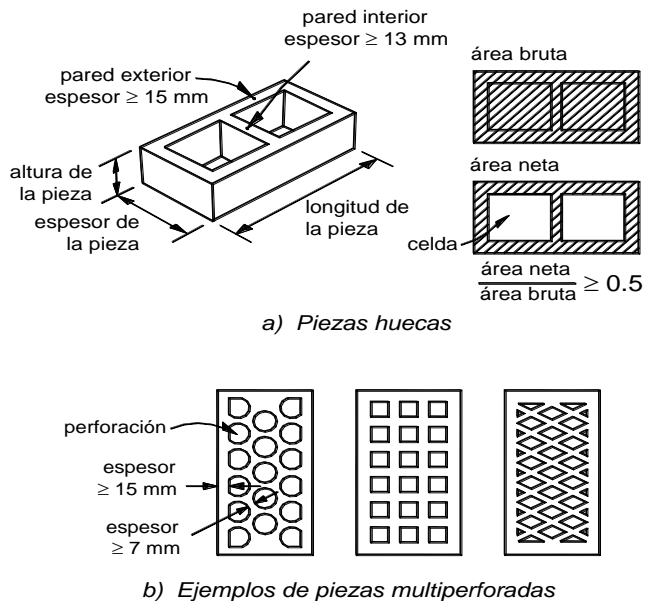


Figura 2.1 Piezas

2.1.2 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión se determinará para cada tipo de piezas de acuerdo con el ensayo especificado en la norma NMX-C-036.

Para diseño, se empleará un valor de la resistencia, f_p^* , medida sobre el área bruta, que se determinará como el que es alcanzado por lo menos por el 98 por ciento de las piezas producidas.

La resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto o a partir de muestreos de la pieza, ya sea en planta o en obra. Si se opta por el muestreo, se obtendrán al menos tres muestras, cada una de diez piezas, de lotes diferentes de la producción. Las 30 piezas así obtenidas se ensayarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización. La resistencia de diseño se calculará como

$$f_p^* = \frac{\overline{f_p}}{1 + 2.5 c_p} \quad (2.1)$$

donde

$\overline{f_p}$ media de la resistencia a compresión de las piezas, referida al área bruta; y

c_p coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas.

El valor de c_p no se tomará menor que 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas que evidencien un sistema de control de calidad como el requerido en la norma NMX-C-404-ONNCCE, ni que 0.30 para piezas de fabricación mecanizada, pero que no cuenten con un sistema de control de calidad, ni que 0.35 para piezas de producción artesanal.

El sistema de control de calidad se refiere a los diversos procedimientos documentados de la línea de producción de interés, incluyendo los ensayos rutinarios y sus registros.

Para fines de estas Normas, la resistencia mínima a compresión de las piezas de la Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE corresponde a la resistencia f_p^* .

2.2 Cementantes

2.2.1 Cemento hidráulico

En la elaboración del concreto y morteros se empleará cualquier tipo de cemento hidráulico que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCCE.

2.2.2 Cemento de albañilería

En la elaboración de morteros se podrá usar cemento de albañilería que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-021.

2.2.3 Cal hidratada

En la elaboración de morteros se podrá usar cal hidratada que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-003-ONNCCE.

2.3 Agregados pétreos

Los agregados deben cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-111.

2.4 Agua de mezclado

El agua para el mezclado del mortero o del concreto debe cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-122. El agua debe almacenarse en depósitos limpios y cubiertos.

2.5 Morteros

2.5.1 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión del mortero, sea para pegar piezas o de relleno, se determinará de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE.

La resistencia a compresión del concreto de relleno se determinará del ensaye de cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-160 y NMX-C-083-ONNCCE.

Para diseño, se empleará un valor de la resistencia, f_j^* , determinado como el que es alcanzado por lo menos por el 98 por ciento de las muestras. La resistencia de diseño se calculará a partir de muestras del mortero, para pegar piezas o de relleno, o del concreto de relleno por utilizar.

En caso de mortero, se obtendrán como mínimo tres muestras, cada una de al menos tres probetas cúbicas. Las nueve probetas se ensayarán siguiendo la norma NMX-C-061-ONNCCE.

En caso de concreto de relleno, se obtendrán al menos tres probetas cilíndricas. Las probetas se elaborarán, curarán y probarán de acuerdo con las normas antes citadas.

La resistencia de diseño será

$$f_j^* = \frac{\overline{f_j}}{1 + 2.5 c_j} \quad (2.2)$$

donde

$\overline{f_j}$ media de la resistencia a compresión de cubos de mortero o de cilindros de concreto de relleno; y
 c_j coeficiente de variación de la resistencia a compresión del mortero o del concreto de relleno, que en ningún caso se tomará menor que 0.2.

2.5.2 Mortero para pegar piezas

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- Su resistencia a compresión será por lo menos de 4 MPa (40 kg/cm²).
- Siempre deberán contener cemento en la cantidad mínima indicada en la tabla 2.2.
- La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3. El volumen de arena se medirá en estado suelto.
- Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

Si el mortero incluye cemento de albañilería, la cantidad máxima de éste, a usar en combinación con cemento, será la indicada en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Proporcionamientos, en volumen, recomendados para mortero en elementos estructurales

Tipo de mortero	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena ¹	Resistencia nominal en compresión, f_j^* , MPa (kg/cm ²)
I	1	—	0 a ¼	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	12.5 (125)
	1	0 a ½	—		
II	1	—	¼ a ½	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	7.5 (75)
	1	½ a 1	—		
III	1	—	½ a 1¼		4.0 (40)

¹ El volumen de arena se medirá en estado suelto.

2.5.3 Morteros y concretos de relleno

Los morteros y concretos de relleno que se emplean en elementos estructurales de mampostería para rellenar celdas de piezas huecas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Su resistencia a compresión será por lo menos de 12.5 MPa (125 kg/cm²).
- El tamaño máximo del agregado no excederá de 10 mm.
- Se empleará la mínima cantidad de agua que permita que la mezcla sea lo suficientemente fluida para rellenar las celdas y cubrir completamente las barras de refuerzo vertical, en el caso de que se cuente con refuerzo interior. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad.
- En la tabla 2.3 se incluyen revenimientos nominales recomendados para morteros y concretos de relleno según la absorción de las piezas.

Tabla 2.3 Revenimiento permisible para los morteros y concretos de relleno, en función de la absorción de la pieza

Absorción de la pieza, %	Revenimiento nominal ¹ , mm
8 a 10	150
10 a 15	175
15 a 20	200

¹ Se aceptan los revenimientos con una tolerancia de ± 25 mm.

En la tabla 2.4 se muestran las relaciones volumétricas recomendadas entre los distintos componentes.

Tabla 2.4 Proporcionamientos, en volumen, recomendados para morteros y concretos de relleno en elementos estructurales

Tipo	Partes de cemento hidráulico	Partes de cal hidratada	Partes de arena ¹	Partes de grava
Mortero	1	0 a 0.25	2.25 a 3	—
Concreto	1	0 a 0.1	2.25 a 3	1 a 2

¹ El volumen de arena se medirá en estado suelto.

2.6 Aditivos

En la elaboración de concretos, concretos de relleno y morteros de relleno se podrán usar aditivos que mejoren la trabajabilidad y que cumplan con los requisitos especificados en la norma NMX-C-255. No deberán usarse aditivos que aceleren el fraguado.

2.7 Acero de refuerzo

El refuerzo que se emplee en castillos, dalas, elementos colocados en el interior del muro y/o en el exterior del muro, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas, que cumplan con las Normas Mexicanas correspondientes. Se admitirá el uso de barras lisas, como el alambrón, únicamente en estribos, en mallas de alambre soldado o en conectores. El diámetro mínimo del alambrón para ser usado en estribos es de 5.5 mm. Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre a satisfacción de la Administración su eficiencia como refuerzo estructural.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm²).

Para diseño se considerará el esfuerzo de fluencia mínimo, f_y , establecido en las Normas citadas.

2.8 Mampostería

2.8.1 Resistencia a compresión

La resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m^* , sobre área bruta, se determinará con alguno de los tres procedimientos indicados en las secciones 2.8.1.1 a 2.8.1.3. El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá valuar la resistencia para el tiempo estimado según la sección 2.8.1.1.

2.8.1.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Las pilas (fig. 2.2) estarán formadas por lo menos con tres piezas sobrepuestas. La relación altura a espesor de la pila estará comprendida entre dos y cinco; las pilas se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración,

curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la Norma Mexicana correspondiente.

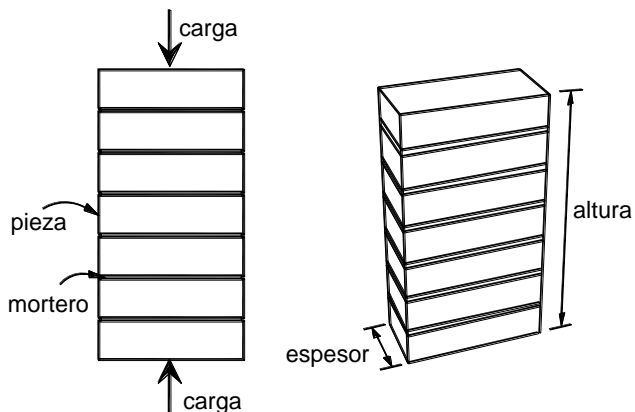


Figura 2.2 Pila para prueba en compresión

La determinación se hará en un mínimo de nueve pilas en total, construidas con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes del mismo producto.

El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Factores correctivos para las resistencias de pilas con diferentes relaciones altura a espesor

Relación altura a espesor de la pila ¹	2	3	4	5
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05

¹ Para relaciones altura a espesor intermedias se interpolará linealmente.

La resistencia de diseño a compresión se calculará como

$$f_m^* = \frac{\overline{f_m}}{1 + 2.5 c_m} \quad (2.3)$$

donde

$\overline{f_m}$ media de la resistencia a compresión de las pilas, corregida por su relación altura a espesor y referida al área bruta; y

c_m coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las pilas de mampostería, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15.

2.8.1.2 A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero

Las piezas y el mortero deben cumplir con los requisitos de calidad especificados en las secciones 2.1 y 2.5, respectivamente.

- a) Para bloques y tabiques de concreto con relación altura a espesor no menor que 0.5, y con $f_p^* \geq 10$ MPa (100 kg/cm²), la resistencia de diseño a compresión podrá ser la que indica la tabla 2.6.

Tabla 2.6 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de piezas de concreto (f_m^* , sobre área bruta)

f_p^* , MPa (kg/cm ²) ¹	f_m^* , MPa (kg/cm ²)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
10 (100)	5 (50)	4.5 (45)	4 (40)
15 (150)	7.5 (75)	6 (60)	6 (60)
≥ 20 (200)	10 (100)	9 (90)	8 (80)

¹ Para valores intermedios de f_p^* se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

Los valores f_m^* de esta tabla son válidos para piezas que cumplen con la resistencia f_p^* señalada en ella y con la sección 2.1, y para mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm si las piezas son de fabricación mecanizada, o de 15 mm si son de fabricación artesanal. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con la sección 2.8.1.1.

- b) Para piezas de barro con relación altura a espesor no menor que 0.5, la resistencia de diseño a compresión podrá ser la que se obtiene de la tabla 2.7.

Tabla 2.7 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería de piezas de barro (f_m^* , sobre área bruta)

f_p^* , MPa (kg/cm ²) ¹	f_m^* , MPa (kg/cm ²)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
6 (60)	2 (20)	2 (20)	2 (20)
7.5 (75)	3 (30)	3 (30)	2.5 (25)
10 (100)	4 (40)	4 (40)	3 (30)
15 (150)	6 (60)	6 (60)	4 (40)
20 (200)	8 (80)	7 (70)	5 (50)
30 (300)	12 (120)	9 (90)	7 (70)
40 (400)	14 (140)	11 (110)	9 (90)
≥ 50 (500)	16 (160)	13 (130)	11 (110)

¹ Para valores intermedios de f_p^* se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero.

Los valores f_m^* de esta tabla son válidos para piezas que cumplen con la resistencia f_p^* señalada en ella y con la sección 2.1, y para mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm si las piezas son de fabricación mecanizada, o de 15 mm si son de fabricación artesanal. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con la sección 2.8.1.1.

2.8.1.3 Valores indicativos

Si no se realizan determinaciones experimentales podrán emplearse los valores de f_m^* que, para distintos tipos de piezas y morteros, se presentan en la tabla 2.8.

Tabla 2.8 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m^* , para algunos tipos de piezas, sobre área bruta

Tipo de pieza	f_m^* , MPa (kg/cm ²)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 6$ MPa, 60 kg/cm ²)	1.5 (15)	1.5 (15)	1.5 (15)
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 12$ MPa, 120 kg/cm ²)	4 (40)	4 (40)	3 (30)
Bloque de concreto (pesado ¹) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	2 (20)	1.5 (15)	1.5 (15)
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	2 (20)	1.5 (15)	1.5 (15)

¹ Con peso volumétrico neto, en estado seco, no menor que 20 kN/m³ (2 000 kg/m³).

Los valores f_m^* de esta tabla son válidos para piezas que cumplen con la resistencia f_p^* señalada en ella y con la sección 2.1, y para mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm si las piezas son de fabricación mecanizada, o de 15 mm si son de fabricación artesanal. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con la sección 2.8.1.1.

2.8.2 Resistencia a compresión diagonal

La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v_m^* , sobre área bruta de la diagonal, se determinará con alguno de los dos procedimientos indicados en las secciones 2.8.2.1 y 2.8.2.2. El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se deberá valorar la resistencia para el tiempo estimado según la sección 2.8.2.1.

2.8.2.1 Ensayes de muretes contruidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Los muretes (fig. 2.3) tendrán una longitud de al menos una vez y media la longitud de la pieza y el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud. Los muretes se ensayarán sometiéndolos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal.

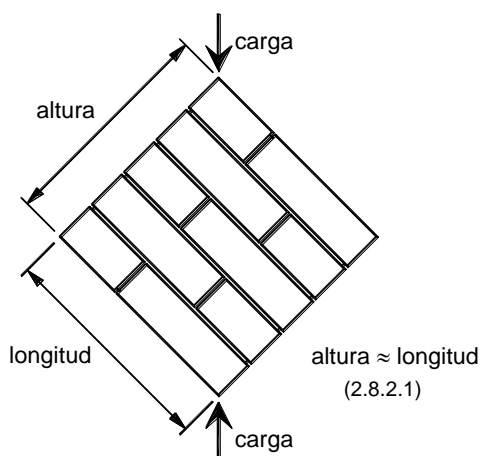


Figura 2.3 Murete para prueba en compresión diagonal

Los muretes se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la Norma Mexicana correspondiente.

La determinación se hará sobre un mínimo de nueve muretes contruidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes.

La resistencia de diseño a compresión diagonal, v_m^* , será igual a

$$v_m^* = \frac{\overline{v_m}}{1 + 2.5 c_v} \quad (2.4)$$

donde

- v_m media de la resistencia a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga; y
- c_v coeficiente de variación de la resistencia a compresión diagonal de muretes, que en ningún caso se tomará inferior a 0.20.

Para muros que dispongan de algún sistema de refuerzo cuya contribución a la resistencia se quiera evaluar o que tengan características que no pueden representarse en el tamaño del murete, las pruebas de compresión diagonal antes descritas deberán realizarse en muros de al menos 2 m de lado.

2.8.2.2 Valores indicativos

Si no se realizan ensayos de muretes, la resistencia de diseño a compresión diagonal será la que indica la tabla 2.9. Las piezas huecas referidas en la tabla deben cumplir con lo dispuesto en la sección 2.1.1.

Tabla 2.9 Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta

Pieza	Tipo de mortero	v_m^* MPa (kg/cm ²)	¹ ,
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 6$ MPa, 60 kg/cm ²)	I	0.35	(3.5)
	II y III	0.3	(3)
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 12$ MPa, 120 kg/cm ²)	I	0.3	(3)
	II y III	0.2	(2)
Bloque de concreto (pesado ²) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	I	0.35	(3.5)
	II y III	0.25	(2.5)
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	I	0.3	(3)
	II y III	0.2	(2)

¹ Cuando el valor de la tabla sea mayor que $0.25\sqrt{f_m^*}$, en MPa ($0.8\sqrt{f_m^*}$, en kg/cm²) se tomará este último valor como v_m^* .

² Con peso volumétrico neto, en estado seco, no menor que 20 kN/m³ (2 000 kg/m³).

Los valores v_m^* de esta tabla son válidos para piezas que cumplen con la resistencia f_p^* señalada en ella y con la sección 2.1, y para mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con la sección 2.8.2.1.

2.8.3 Resistencia al aplastamiento

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de $0.6 f_m^*$.

2.8.4 Resistencia a tensión

Se considerará que es nula la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas. Cuando se requiera esta resistencia deberá proporcionarse el acero de refuerzo necesario.

2.8.5 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería, E_m , se determinará con alguno de los procedimientos indicados en las secciones 2.8.5.1 y 2.8.5.2.

2.8.5.1 Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Se ensayarán pilas del tipo, a la edad y en la cantidad indicados en la sección 2.8.1.1. El módulo de elasticidad para cargas de corta duración se determinará según lo especificado en la Norma Mexicana correspondiente.

Para obtener el módulo de elasticidad para cargas sostenidas se deberán considerar las deformaciones diferidas debidas al flujo plástico de las piezas y el mortero. Optativamente, el módulo de elasticidad para cargas de corta duración obtenida del ensaye de pilas se podrá dividir entre 2.3 si se trata de piezas de concreto, o entre 1.7 si se trata de piezas de barro o de otro material diferente del concreto.

2.8.5.2 Determinación a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería

a) Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

$$E_m = 800 f_m^* \text{ para cargas de corta duración} \quad (2.5)$$

$$E_m = 350 f_m^* \text{ para cargas sostenidas} \quad (2.6)$$

b) Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto:

$$E_m = 600 f_m^* \text{ para cargas de corta duración} \quad (2.7)$$

$$E_m = 350 f_m^* \text{ para cargas sostenidas} \quad (2.8)$$

2.8.6 Módulo de cortante

El módulo de cortante de la mampostería, G_m , se determinará con alguno de los procedimientos indicados en las secciones 2.8.6.1 y 2.8.6.2. Se aplicará la sección 2.8.6.2 si el módulo de elasticidad se determinó según la sección 2.8.5.2.

2.8.6.1 Ensayes de muretes contruidos con las piezas y morteros que se emplearán en la obra

Se ensayarán muretes del tipo, a la edad y en la cantidad señalados en la sección 2.8.2.1. El módulo de cortante se determinará según lo especificado en la Norma Mexicana correspondiente.

2.8.6.2 Determinación a partir del módulo de elasticidad de la mampostería

Si se opta por usar la sección 2.8.5.2 para determinar el módulo de elasticidad de la mampostería, el módulo de cortante de la mampostería se puede tomar como

$$G_m = 0.4 E_m \quad (2.9)$$

3. ESPECIFICACIONES GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

3.1 Criterios de diseño

El dimensionamiento y detallado de elementos estructurales se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título Quinto del Reglamento y en estas Normas, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Título Quinto. Adicionalmente, se diseñarán las estructuras por durabilidad.

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en la sección 3.2.

3.1.1 Estado límite de falla

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras y elementos estructurales deben dimensionarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño en cualquier sección sea al menos igual al valor de diseño de la fuerza o momento internos.

Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R , prescrito en la sección 3.1.4.

Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el Título Quinto del Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

3.1.2 Estado límite de servicio

Se comprobará que las respuestas de la estructura (asentamientos, deformación, agrietamiento, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

3.1.3 Diseño por durabilidad

Se diseñarán y detallarán las estructuras por durabilidad para que la expectativa de vida útil sea de 50 años.

Los requisitos mínimos establecidos en estas Normas son válidos para elementos expuestos a ambientes no agresivos, tanto interior como exteriormente, y que corresponden a una clasificación de exposición A₁ y A₂, según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Si el elemento estará expuesto a ambientes más agresivos, se deberán aplicar los criterios de diseño por durabilidad de estructuras de concreto.

3.1.4 Factores de resistencia

Las resistencias deberán reducirse por un factor de resistencia, F_R. Se acepta aplicar estos valores en aquellas modalidades constructivas y de refuerzo cuyo comportamiento experimental ha sido evaluado y satisface el Apéndice Normativo A. Los valores del factor de resistencia serán los siguientes.

3.1.4.1 En muros sujetos a compresión axial

F_R = 0.6 para muros confinados (Cap. 5) o reforzados interiormente (Cap. 6).

F_R = 0.3 para muros no confinados ni reforzados interiormente (Cap. 7).

3.1.4.2 En muros sujetos a flexocompresión en su plano o a flexocompresión fuera de su plano

Para muros confinados (Cap. 5) o reforzados interiormente (Cap. 6).

$$F_R = 0.8 \quad \text{si} \quad P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$F_R = 0.6 \quad \text{si} \quad P_u > \frac{P_R}{3}$$

Para muros no confinados ni reforzados interiormente (Cap. 7).

F_R = 0.3

3.1.4.3 En muros sujetos a fuerza cortante

F_R = 0.7 para muros diafragma (Cap. 4), muros confinados (Cap. 5) y muros con refuerzo interior (Cap. 6).

F_R = 0.4 para muros no confinados ni reforzados interiormente (Cap. 7).

3.1.5 Contribución del refuerzo a la resistencia a cargas verticales

La contribución a la resistencia a carga vertical de castillos y dalas (Cap. 5) o del refuerzo interior (Cap. 6) se considerará según las secciones 5.3.1 y 6.3.1.

3.1.6 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará con el criterio de resistencia a flexocompresión que se especifica para concreto reforzado, y con base en las hipótesis siguientes:

- a) La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- b) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- c) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- d) Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- e) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- f) A menos que ensayos en pilas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo–deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

En muros con piezas huecas en los que no todas las celdas estén rellenas con mortero o concreto, se considerará el valor de f_m^* de las piezas huecas sin relleno en la zona a compresión.

Muros sometidos a momentos flexionantes, perpendiculares a su plano podrán ser confinados o bien reforzados interiormente. En este último caso podrá determinarse la resistencia a flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de éste no exceda de seis veces el espesor de la mampostería del muro, t .

3.1.7 Resistencia de la mampostería a cargas laterales

La fuerza cortante que toma la mampostería, según las modalidades descritas en los Capítulos 4 a 8, se basa en el esfuerzo cortante resistente de diseño que, en estas Normas, se toma igual a la resistencia a compresión diagonal, v_m^* .

3.1.8 Factor de comportamiento sísmico

Para diseño por sismo, se usará el factor de comportamiento sísmico, Q indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y en estas Normas. El factor de comportamiento sísmico depende del tipo de pieza usado en los muros (sección 2.1.1), de la modalidad del refuerzo (Capítulos 5 a 8), así como de la estructuración del edificio.

Cuando la estructuración sea mixta, es decir a base de marcos de concreto o acero y de muros de carga (como ocurre en edificios con plantas bajas a base de marcos que soportan muros de mampostería), se deberá usar, en cada dirección de análisis, el menor factor de comportamiento sísmico. Además, se deberá satisfacer lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

3.1.9 Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones de estructuras de mampostería se dimensionarán y detallarán de acuerdo con lo especificado en el Título Quinto del Reglamento, en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el

Diseño Estructural de las Edificaciones, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y en la sección 8.4 de estas Normas, según corresponda.

Los elementos de la cimentación deben diseñarse para que resistan los elementos mecánicos de diseño y las reacciones del terreno, de modo que las fuerzas y momentos se transfieran al suelo en que se apoyan sin exceder la resistencia del suelo. Se deberán revisar los asentamientos máximos permisibles.

El refuerzo vertical de muros y otros elementos deberá extenderse dentro de las zapatas, sean éstas de concreto o mampostería, o losa de cimentación y deberá anclarse de modo que pueda alcanzarse el esfuerzo especificado de fluencia a la tensión. El anclaje se revisará según la sección 5.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. El refuerzo vertical deberá rematarse en dobleces a 90 grados cerca del fondo de la cimentación, con los tramos rectos orientados hacia el interior del elemento vertical.

Las losas de cimentación de concreto reforzado deberán diseñarse como diafragmas, de acuerdo con lo señalado en la sección 6.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3.1.10 Diseño de sistemas de piso y techo

Los sistemas de piso y techo de las estructuras de mampostería se deberán dimensionar y detallar de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, establecidos en el Título Quinto del Reglamento. Asimismo, deberá cumplir los requisitos aplicables de las Normas Técnicas Complementarias correspondientes, según el material del que se trate.

En todo caso, la transmisión de fuerzas y momentos internos entre los muros y los sistemas de piso y techo no deberá depender de la fricción entre los elementos.

Si es el caso, las barras de refuerzo de los elementos resistentes de piso y techo deberán anclarse sobre los muros de modo que puedan alcanzar el esfuerzo especificado de fluencia a la tensión.

Si los sistemas de piso o techo transmiten fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a o entre elementos resistentes a fuerzas laterales, se deberán cumplir los requisitos correspondientes a diafragmas, según el material del que se trate.

Si los sistemas de piso y techo están hechos a base de paneles, se deberá cumplir lo especificado en la norma NMX-C-405-ONNCE.

Si se usan sistemas de vigueta y bovedilla se deberá cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-406-ONNCCE. Cuando las bovedillas se apoyen en muros paralelos a las viguetas, la longitud de apoyo será al menos de 50 mm. En ningún caso, las bovedillas y las viguetas deberán obstruir el paso de las dalas de confinamiento.

3.2 Métodos de análisis

3.2.1 Criterio general

La determinación de las fuerzas y momentos internos en los muros se hará, en general, por medio de un análisis elástico de primer orden. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y emplear, por tanto, las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

Los módulos de elasticidad del acero de refuerzo y de la mampostería, así como el módulo de cortante de la mampostería, se tomarán como se indica en las secciones 2.7, 2.8.5 y 2.8.6, respectivamente. Para el concreto se usará el valor supuesto en la sección 1.5.1.4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3.2.2 Análisis por cargas verticales

3.2.2.1 Criterio básico

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto monolíticas o prefabricadas, se supone que la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de distribución de momentos en el nudo muro–losa, la rigidez a flexión fuera del plano de los muros es nula y que los muros sólo quedan cargados axialmente.

En el análisis se deberá considerar la interacción que pueda existir entre el suelo, la cimentación y los muros. Cuando se consideren los efectos a largo plazo, se tomarán los módulos de elasticidad y de cortante para cargas sostenidas de la sección 2.8.5 y 2.8.6.

3.2.2.2 Fuerzas y momentos de diseño

Será admisible determinar las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias.

Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos flexionantes siguientes:

- a) Los momentos flexionantes que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.
- b) Los momentos flexionantes debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad, e_c , se tomará igual a

$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} \quad (3.1)$$

donde t es el espesor de la mampostería del muro y b es longitud de apoyo de una losa soportada por el muro (fig. 3.1).

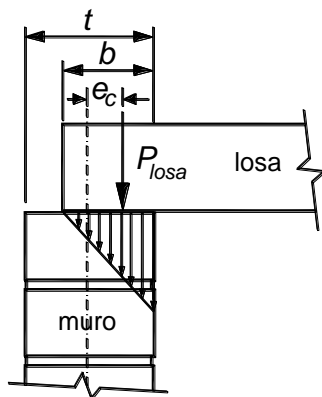


Figura 3.1 Excentricidad de la carga vertical

3.2.2.3 Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez

En el diseño, se deberán tomar en cuenta los efectos de excentricidad y esbeltez. Optativamente, se pueden considerar mediante los valores aproximados del factor de reducción F_E .

- a) Se podrá tomar F_E igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento. Se podrá tomar F_E igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más de 50 por ciento, así como para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno. Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente que:
- 1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos;
 - 2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que $t/6$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro; y
 - 3) La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , no excede de 20.
- b) Cuando no se cumplan las condiciones del inciso 3.2.2.3.a, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el que se especifica en el inciso 3.2.2.3.a, y el que se obtiene con la ecuación siguiente

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad (3.2)$$

donde

H altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral;

- e' excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental que se tomará igual a $t/24$; y
- k factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente:
 - k = 2 para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior;
 - k = 1 para muros extremos en que se apoyan losas; y
 - k = 0.8 para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

3.2.2.4 Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

En casos en que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o a castillos (que cumplan con la sección 5.1) que restrinjan su deformación lateral, el factor F_E se calculará como

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \left[\left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'}\right] \leq 0.9 \quad (3.3)$$

donde L' es la separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro (fig. 3.2).

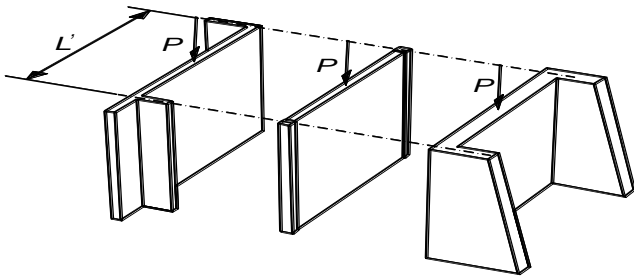


Figura 3.2 Restricción a la deformación lateral

3.2.3 Análisis por cargas laterales

3.2.3.1 Criterio básico

Para determinar las fuerzas y momentos internos que actúan en los muros, las estructuras de mampostería se podrán analizar mediante métodos dinámicos o estáticos (sección 3.2.3.2), o bien empleando el método simplificado de análisis descrito en la sección 3.2.3.3. Se deberá considerar el efecto de aberturas en la rigidez y resistencia laterales.

3.2.3.2 Métodos de análisis dinámico y estático

Se aceptará el análisis mediante métodos dinámicos o estáticos que cumplan con el Capítulo 2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

La determinación de los efectos de las cargas laterales inducidas por sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros y segmentos de muro. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones por cortante y por flexión. Para la revisión del estado límite de falla y para evaluar las deformaciones por cortante, será válido considerar la sección transversal agrietada en aquellos muros o segmentos más demandados. Para evaluar las deformaciones por flexión se considerará la sección transversal agrietada del muro o segmento cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales.

Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros, la rigidez de los sistemas de piso y techo, así como la de los dinteles y pretilas.

En estructuras de mampostería confinada o reforzada interiormente, los muros y segmentos sin aberturas se pueden modelar como columnas anchas (fig. 3.3), con momentos de inercia y áreas de cortante iguales a las del muro o segmento real. En muros largos, como aquéllos con castillos intermedios, se deberá evaluar el comportamiento esperado para decidir si, para fines de análisis, el muro se divide en segmentos, a cada uno de los cuales se les asignará el momento de inercia y el área de cortante correspondiente.

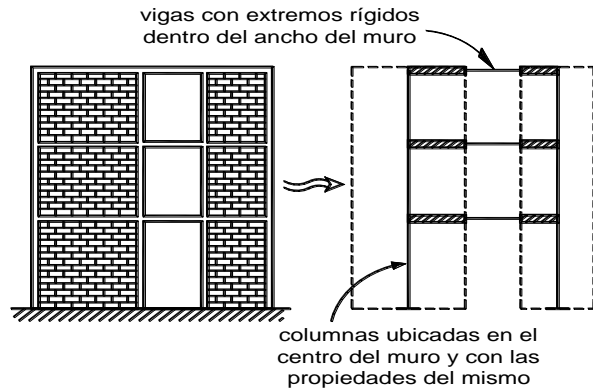


Figura 3.3 Modelo de columna ancha

Las columnas anchas estarán acopladas por vigas con el momento de inercia de la losa en un ancho equivalente, al cual deberá sumarse el momento de inercia de dinteles y pretilas (fig. 3.4).

En los análisis se usarán los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería, E_m y G_m , con valores para cargas de corta duración (secciones 2.8.5 y 2.8.6). Los valores deberán reflejar las rigideces axiales y de cortante que se espera obtener de la mampostería en obra. Los valores usados en el análisis deberán indicarse en los planos (sección 9.1).

Para estimar la rigidez a flexión en losas, con o sin pretilas, se considerará un ancho de cuatro veces el espesor de la losa a cada lado de la trabe o dala, o de tres veces el espesor de la losa cuando no se tiene trabe o dala, o cuando la dala está incluida en el espesor de la losa (fig. 3.4).

En los análisis a base de marcos planos, para estimar la rigidez a flexión de muros con patines, se considerará un ancho del patín a compresión a cada lado del alma que no exceda de seis veces el espesor del patín (fig. 3.5).

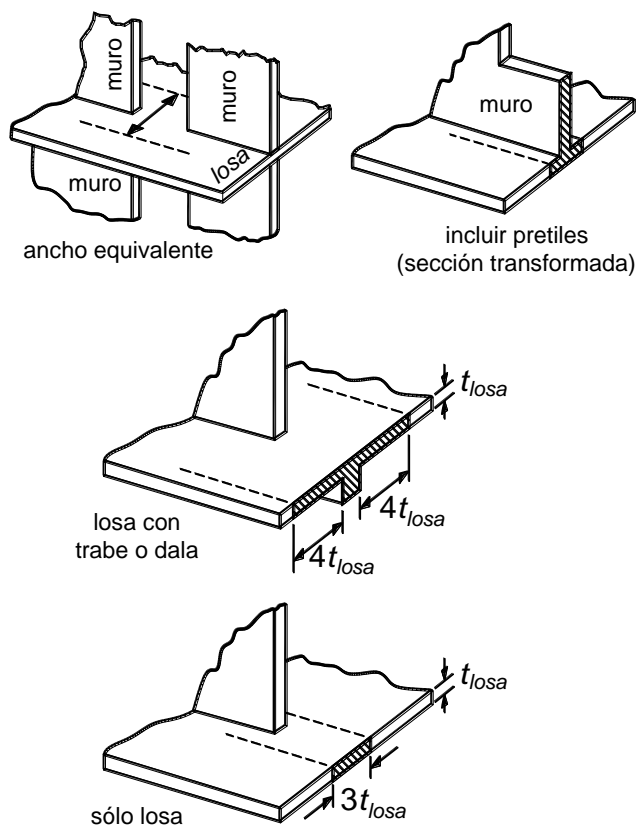


Figura 3.4 Ancho equivalente en losas

Para el caso de muros que contengan aberturas, éstos podrán modelarse como columnas anchas equivalentes, solamente si el patrón de aberturas es regular en elevación (fig. 3.3), en cuyo caso los segmentos sólidos del muro se modelarán como columnas anchas y éstas se acoplarán por vigas conforme se establece anteriormente. Si la distribución de aberturas es irregular o compleja en elevación, deberán emplearse métodos más refinados para el modelado de dichos muros. Se admite usar el método de elementos finitos, el método de puntales y tensores u otros procedimientos analíticos similares que permitan modelar adecuadamente la distribución de las aberturas en los muros y su impacto en las rigideces, deformaciones y distribuciones de esfuerzos a lo largo y alto de los muros.

Los muros diafragma se podrán modelar como diagonales equivalentes o como paneles unidos en las esquinas con las vigas y columnas del marco perimetral.

Si se usan muros de mampostería y de concreto se deberán considerar las diferencias entre las propiedades mecánicas de ambos materiales.

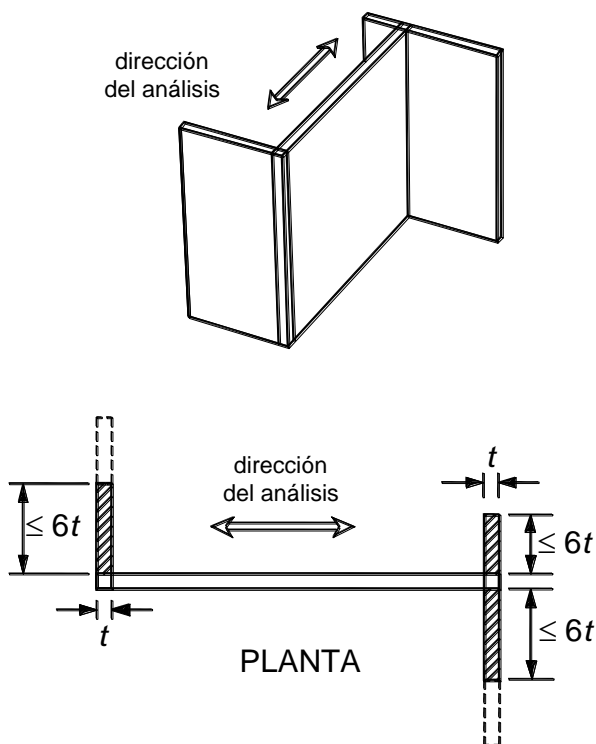


Figura 3.5 Ancho efectivo del patín a compresión en muros

Se revisará que la distorsión lateral inelástica, es decir, igual a la calculada a través del conjunto de fuerzas horizontales reducidas, y multiplicada por el factor de comportamiento sísmico Q , no exceda de los siguientes valores:

0.006 en muros diafragma.

0.0035 en muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o mallas (Cap. 5).

0.0025 en muros de carga de:

- a) mampostería confinada de piezas macizas (Cap. 5);
- b) mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente (Cap. 5); o
- c) mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla (Cap. 5).

0.002 en muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior (Cap. 6).

0.0015 en muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente (Caps. 7 y 8).

3.2.3.3 Método simplificado

Será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro o segmento es proporcional a su área transversal, ignorar los efectos de torsión, de momento de volteo y de flexibilidad de diafragma, y emplear el método simplificado de diseño sísmico especificado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias

para Diseño por Sismo, cuando se cumplan los requisitos especificados en el Capítulo 2 de las Normas citadas y que son los siguientes:

- a) En cada planta, incluyendo a la apoyada en la cimentación, al menos 75 por ciento de las cargas verticales están soportadas por muros continuos en elevación y ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Para ello, la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no excederá del diez por ciento de la dimensión en planta del entrepiso medida paralelamente a dicha excentricidad, B. La excentricidad torsional e_s podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área efectiva total de los muros orientados en la dirección de análisis (fig. 3.6). El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro, A_T , y el factor F_{AE} , que está dado por

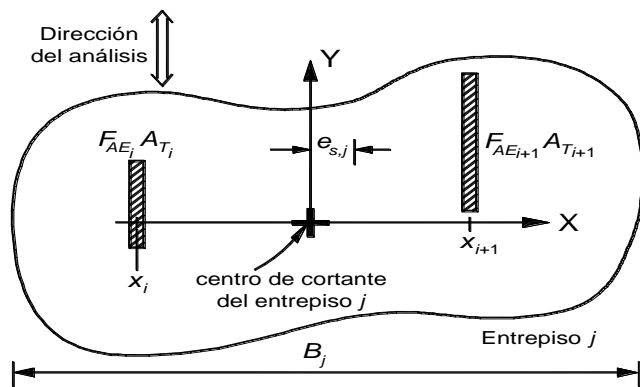
$$F_{AE} = 1 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$
$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33 \quad (3.4)$$

donde H es la altura libre del muro y L es la longitud efectiva del muro. En todos los pisos se colocarán como mínimo dos muros de carga perimetrales paralelos con longitud total al menos igual a la mitad de la dimensión de la planta del edificio en la dirección de análisis (fig. 3.7).

- b) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a efectos sísmicos.
- c) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m.

3.2.4 Análisis por temperatura

Cuando por un diferencial de temperaturas así se requiera, o cuando la estructura tenga una longitud mayor de 40 m, será necesario considerar los efectos de la temperatura en las deformaciones y elementos mecánicos. Se deberá poner especial cuidado en las características mecánicas de la mampostería al evaluar los efectos de temperatura.



$$e_{s,j} = \frac{\left| \sum_{i=1}^n x_i F_{AE_i} A_{T_i} \right|}{\sum_{i=1}^n F_{AE_i} A_{T_i}} \leq 0.1 B_j \quad (3.2.3.3.a)$$

Figura 3.6 Requisito para considerar distribución simétrica de muros en una dirección

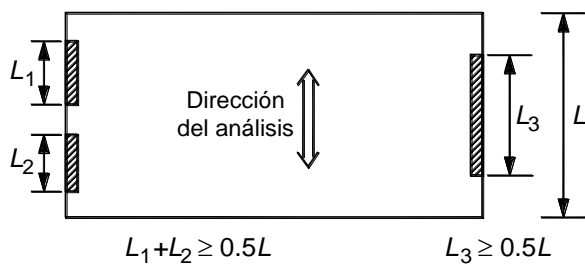


Figura 3.7 Requisito sobre muros de carga perimetrales paralelos

3.3 Detallado del refuerzo

3.3.1 General

Los planos de construcción deberán tener figuras o notas con los detalles del refuerzo (sección 9.1). Toda barra de refuerzo deberá estar rodeada en toda su longitud por mortero, concreto o mortero de relleno, con excepción de las barras de refuerzo horizontal que estén ancladas según la sección 3.3.6.4.

3.3.2 Tamaño del acero de refuerzo

3.3.2.1 Diámetro del acero de refuerzo longitudinal

El diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de la mitad de la menor dimensión libre de una celda. En castillos y dalas, el diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de un sexto de la menor dimensión (fig. 3.8).

3.3.2.2 Diámetro del acero de refuerzo horizontal

El diámetro del refuerzo horizontal no será menor que 3.5 mm ni mayor que tres cuartas partes del espesor de la junta (ver sección 9.2.2.1) (fig. 3.8).

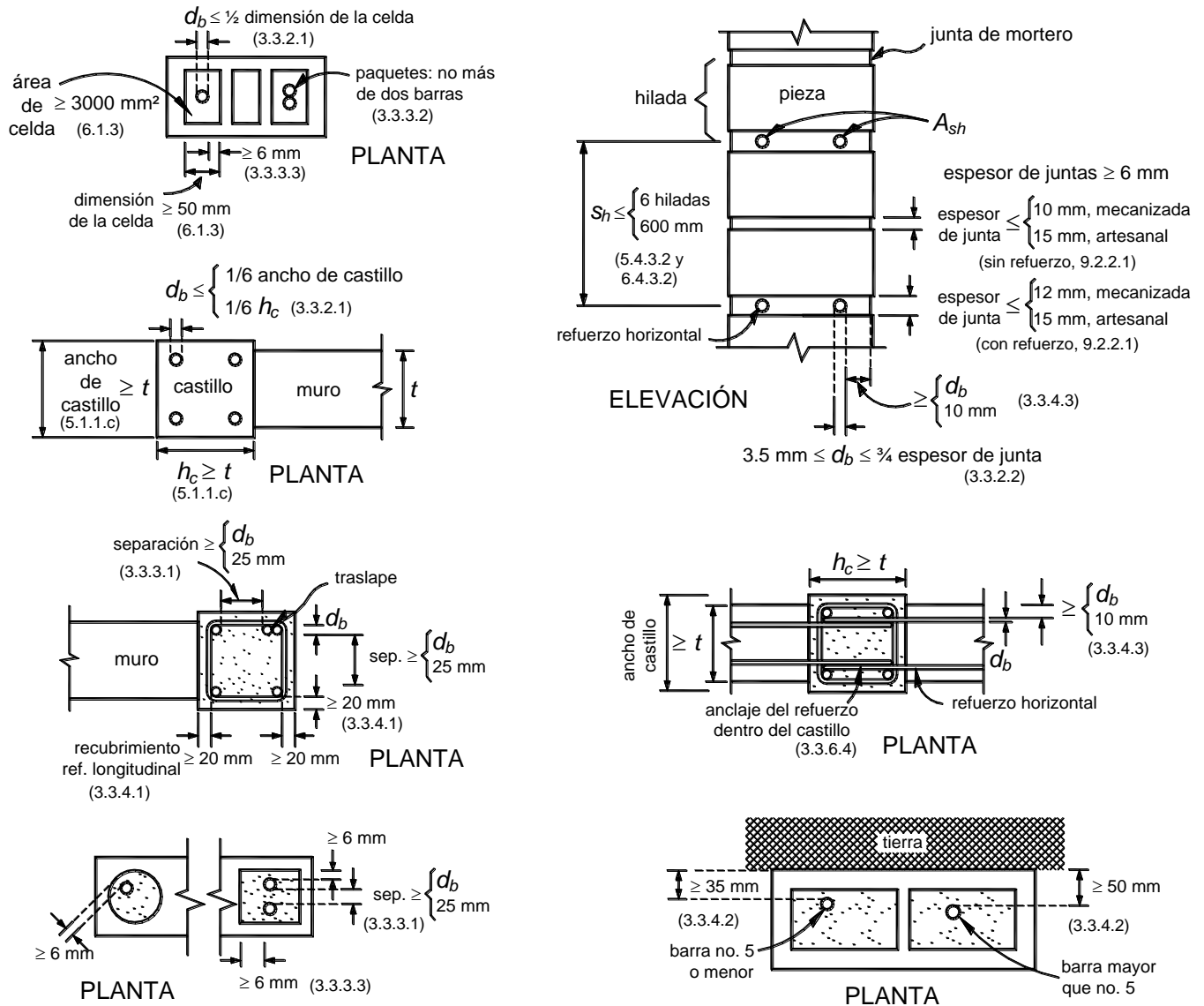


Figura 3.8 Tamaño, colocación y protección del refuerzo

33.3.3 Colocación y separación del acero de refuerzo longitudinal

3.3.3.1 Distancia libre entre barras

La distancia libre entre barras paralelas, empalmes de barras, o entre barras y empalmes, no será menor que el diámetro nominal de la barra más gruesa, ni que 25 mm (fig. 3.8)

3.3.2 Paquetes de barras

Se aceptarán paquetes de dos barras como máximo.

3.3.3.3 Espesor de mortero de relleno y refuerzo

El espesor del concreto o mortero de relleno, entre las barras o empalmes y la pared de la pieza será al menos de 6 mm (fig. 3.8).

3.3.4 Protección del acero de refuerzo

3.3.4.1 Recubrimiento en castillos exteriores y dalas

En muros confinados con castillos exteriores, las barras de refuerzo longitudinal de castillos y dalas deberán tener un recubrimiento mínimo de concreto de 20 mm (fig. 3.8).

3.3.4.2 Recubrimiento en castillos interiores y en muros con refuerzo interior

Si la cara del muro está expuesta a tierra, el recubrimiento será de 35 mm para barras no mayores del No. 5 (15.9 mm de diámetro) o de 50 mm para barras más gruesas (fig. 3.8).

3.3.4.3 Recubrimiento de refuerzo horizontal

La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado y el exterior del muro será la menor de 10 mm o una vez el diámetro de la barra (fig. 3.8).

3.3.5 Dobleces del refuerzo

El radio interior de un doblez será el especificado para concreto reforzado.

3.3.5.1 En barras rectas

Las barras a tensión podrán terminar con un doblez a 90 ó 180 grados. El tramo recto después del doblez no será menor que $12 d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4 d_b$ para dobleces a 180 grados, donde d_b es el diámetro de la barra (fig. 3.9).

3.3.5.2 En estribos

Los estribos deberán ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de $6 d_b$ de largo ni de 35 mm (fig. 3.9).

3.3.5.3 En grapas

Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de $6 d_b$ de largo ni de 35 mm (fig. 3.9).

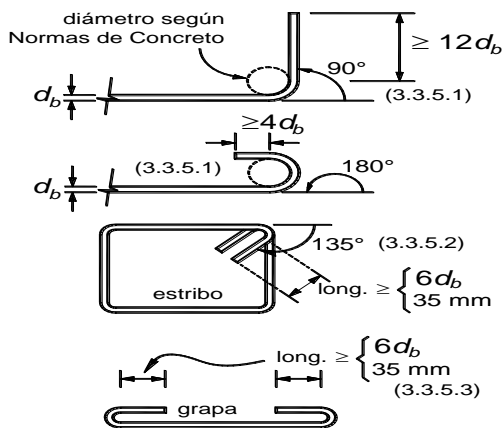


Figura 3.9 Dobleces del refuerzo

3.3.6 Anclaje

3.3.6.1 Requisitos generales

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra.

En lo general, se aplicará lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

3.3.6.2 Barras rectas a tensión

La longitud de desarrollo, L_d , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que alcance su esfuerzo especificado de fluencia, será la requerida para concreto reforzado.

3.3.6.3 Barras a tensión con dobleces a 90 ó 180 grados

La revisión del anclaje de barras a tensión con dobleces a 90 ó 180 grados se hará siguiendo lo indicado para concreto reforzado.

3.3.6.4 Refuerzo horizontal en juntas de mortero

El refuerzo horizontal colocado en juntas de mortero (5.4.3 y 6.4.3) deberá ser continuo a lo largo del muro, entre dos castillos si se trata de mampostería confinada, o entre dos celdas rellenas y reforzadas con barras verticales en muros reforzados interiormente. Si se requiere, se podrán anclar dos o más barras o alambres en el mismo castillo o celda que refuercen muros colineales o transversales. No se admitirá el traslape de alambres o barras de refuerzo horizontal en ningún tramo.

El refuerzo horizontal deberá anclarse en los castillos, ya sea exteriores o interiores, o en las celdas rellenas reforzadas (fig. 3.10). Se deberá anclar mediante dobleces a 90 grados colocados dentro de los castillos o celdas. El doblez del gancho se colocará verticalmente dentro del castillo o celda rellena lo más alejado posible de la cara del castillo o de la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería.

Si la carga axial de diseño, P_u , que obra sobre el muro es de tensión o nula, la longitud de anclaje deberá satisfacer lo señalado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Para fines de revisar la longitud de desarrollo, la sección crítica será la cara del castillo o la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería (fig. 3.10).

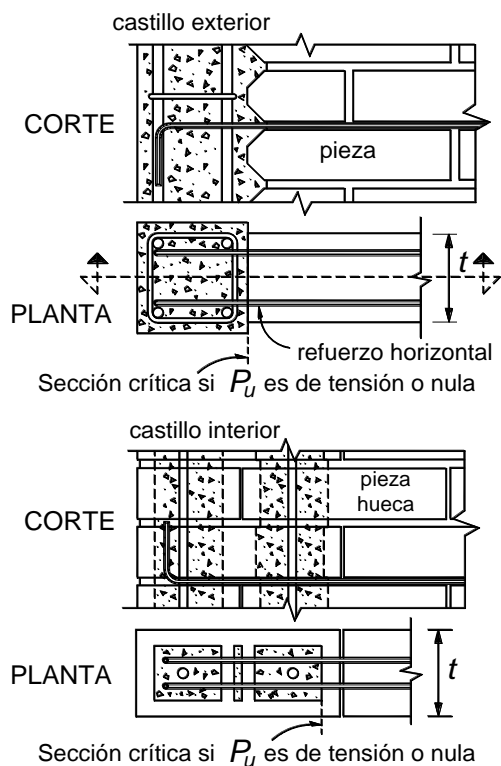


Figura 3.10 Anclaje de refuerzo horizontal

3.3.6.5 Mallas de alambre soldado

Las mallas de alambre soldado se deberán anclar a la mampostería, así como a los castillos y dadas si existen, de manera que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia (fig. 3.11). Se aceptará ahogar la malla en

el concreto; para ello, deberán ahogarse cuando menos dos alambres perpendiculares a la dirección de análisis, distando el más próximo no menos de 50 mm de la sección considerada (fig. 3.11). Si para fijar la malla de alambre soldado se usan conectores instalados a través de una carga explosiva de potencia controlada o clavos de acero, la separación máxima será de 450 mm.

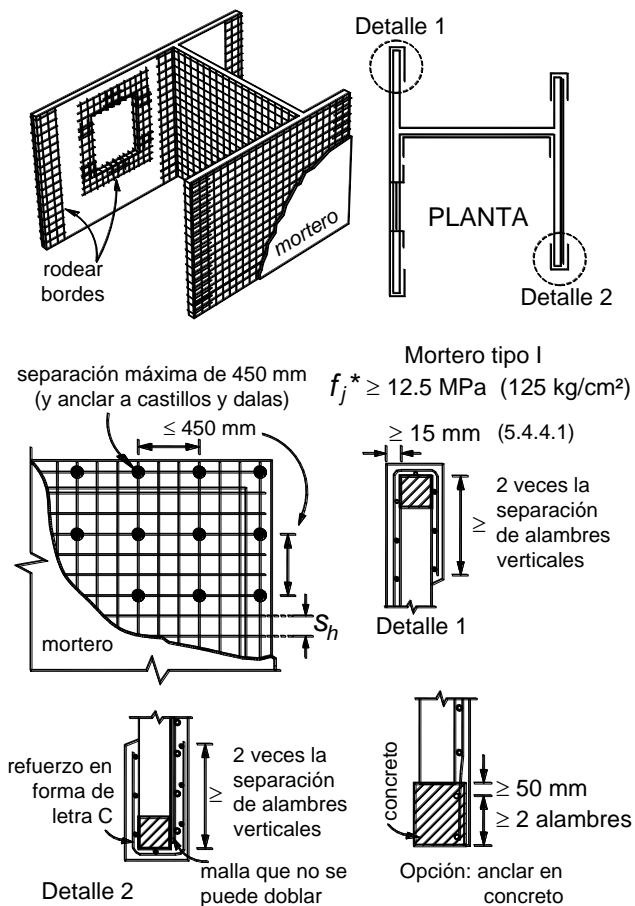


Figura 3.11 Refuerzo con malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero

Las mallas deberán rodear los bordes verticales de muros y los bordes de las aberturas. Si la malla se coloca sobre una cara del muro, la porción de malla que rodea los bordes se extenderá al menos dos veces la separación entre alambres transversales. Esta porción de malla se anclará de modo que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia.

Si el diámetro de los alambres de la malla no permite doblarla alrededor de bordes verticales de muros y los bordes de aberturas, se aceptará colocar un refuerzo en forma de letra C hecho con malla de calibre no inferior al 10 (3.43 mm de diámetro) que se traslape con la malla principal según lo indicado en la sección 3.3.6.6.

Se admitirá que la malla se fije en contacto con la mampostería.

3.3.6.6 Uniones de barras

a) Barras sujetas a tensión

La longitud de traslapes de barras en concreto se determinará según lo especificado para concreto reforzado. No se aceptan uniones soldadas. Si las barras se traslapan en el interior de piezas huecas, la longitud del traslape será al menos igual a $50 d_b$ en barras con esfuerzo especificado de fluencia de hasta 412 MPa (4 200 kg/cm²) y al menos igual a $60 d_b$ en barras o alambres con esfuerzo especificado de fluencia mayor; d_b es el diámetro de la barra más gruesa del traslape. El traslape se ubicará en el tercio medio de la altura del muro. No se aceptan traslapes de más del 50 por ciento del acero longitudinal del elemento (castillo, dala, muro) en una misma sección.

No se permitirán traslapes en los extremos de los castillos (ya sean éstos exteriores o interiores) de planta baja a lo largo de la longitud H_o , definida en el inciso 5.1.1.h.

No se permitirán traslapes en el refuerzo vertical en la base de muros de mampostería reforzada interiormente a lo largo de la altura calculada de la articulación plástica por flexión.

b) Mallas de alambre soldado

Las mallas de alambre soldado deberán ser continuas, sin traslape, a lo largo del muro. Si la altura del muro así lo demanda, se aceptará unir las mallas. El traslape se colocará en una zona donde los esfuerzos esperados en los alambres sean bajos. El traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que dos veces la separación entre alambres transversales más 50 mm.

4. MUROS DIAFRAGMA

4.1 Alcance

Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales. Pueden ser de mampostería confinada (Cap. 5), reforzada interiormente (Cap. 6) no reforzada (Cap. 7) o de piedras naturales (Cap. 8). El espesor de la mampostería de los muros no será menor de 100 mm.

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.

4.2 Fuerzas de diseño

Las fuerzas de diseño, en el plano y perpendiculares al muro, se obtendrán del análisis ante cargas laterales afectadas por el factor de carga correspondiente.

4.3 Resistencia a fuerza cortante en el plano

4.3.1 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño de la mampostería, V_{mR} , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R (0.85 v_m * A_T) \quad (4.1)$$

donde

A_T área bruta de la sección transversal del muro; y

F_R se tomará igual a 0.7 (sección 3.1.4.3).

4.3.2 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

Si el muro diafragma está reforzado horizontalmente, sea mediante barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío en las juntas de mortero, o bien con mallas de alambre soldado recubiertas con mortero, la fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, V_{SR} , se calculará con la ec. 4.2.

$$V_{SR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (4.2)$$

donde η , p_h y f_{yh} son el factor de eficiencia, la cuantía y el esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo horizontal, respectivamente.

El refuerzo horizontal se detallará como se indica en las secciones 3.3.2.2, 3.3.4.3, 3.3.5.1 y 3.3.6.4. Las cuantías mínima y máxima, así como el valor de η serán los indicados en los Capítulos 5 y 6, según corresponda.

4.4 Volteo del muro diafragma

Se deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano. Para lograrlo, se diseñará y detallará la unión entre el marco y el muro diafragma o bien se reforzará el muro con castillos o refuerzo interior (fig. 4.1). La resistencia a flexión perpendicular al plano del muro se calculará de acuerdo con la sección 3.1.6.

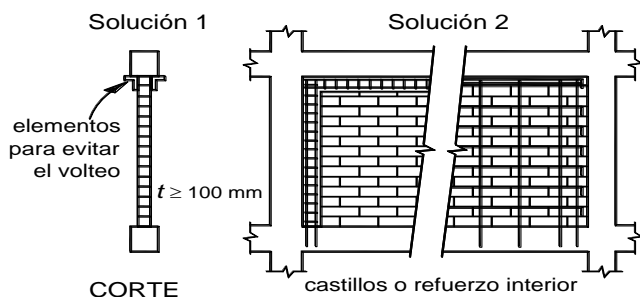


Figura 4.1 Detallado de muros diafragma

4.5 Interacción marco–muro diafragma en el plano

Las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero (fig. 4.2). El valor de esta carga será al menos igual a la resistencia a fuerza cortante en el plano del muro diafragma.

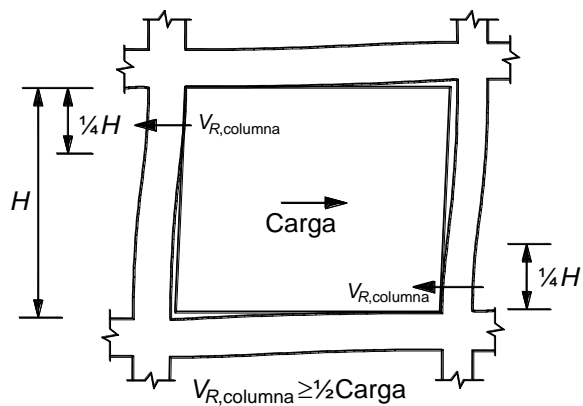


Figura 4.2 Interacción marco–muro diafragma

Si el muro diafragma está reforzado horizontalmente, para valuar los efectos en la columna, la fuerza cortante resistida por dicho refuerzo será la calculada con la ec. 4.2 pero utilizando un factor de eficiencia $\eta = 1$.

5. MAMPOSTERÍA CONFINADA

5.1 Alcance

Es la que está reforzada con castillos y dalas. Para ser considerados como confinados, los muros deben cumplir con los requisitos 5.1.1 a 5.1.4 (fig. 5.1 a 5.3). En esta modalidad los castillos o porciones de ellos se cuelan un vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

Para diseño por sismo, se usará $Q = 2$ cuando las piezas sean macizas; se usará también cuando se usen piezas multiperforadas con refuerzo horizontal con al menos la cuantía mínima y los muros estén confinados con castillos exteriores. Se usará $Q = 1.5$ para cualquier otro caso.

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.

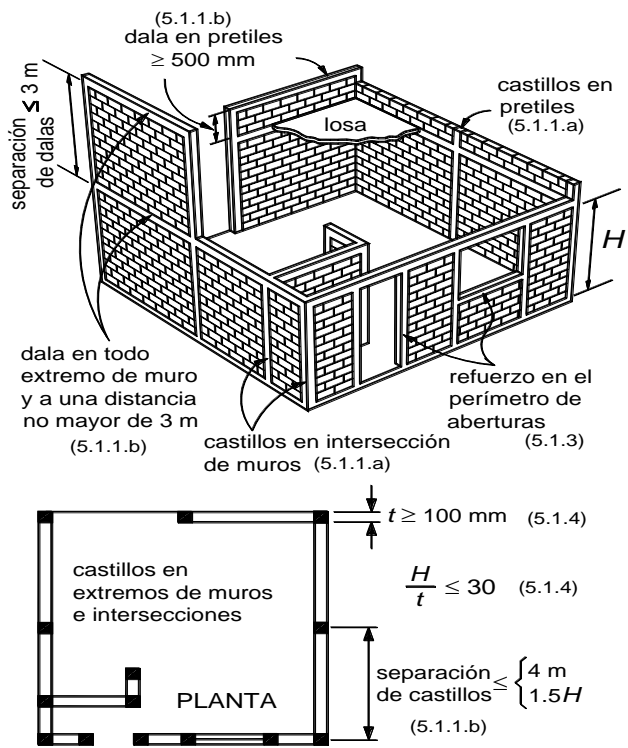
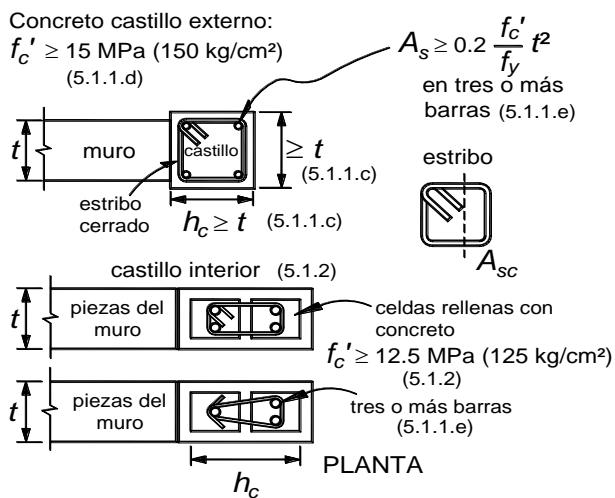


Figura 5.1 Requisitos para mampostería confinada

5.1.1 Castillos y dalas exteriores

Los castillos y dalas deberán cumplir con lo siguiente (fig. 5.1 y 5.2):



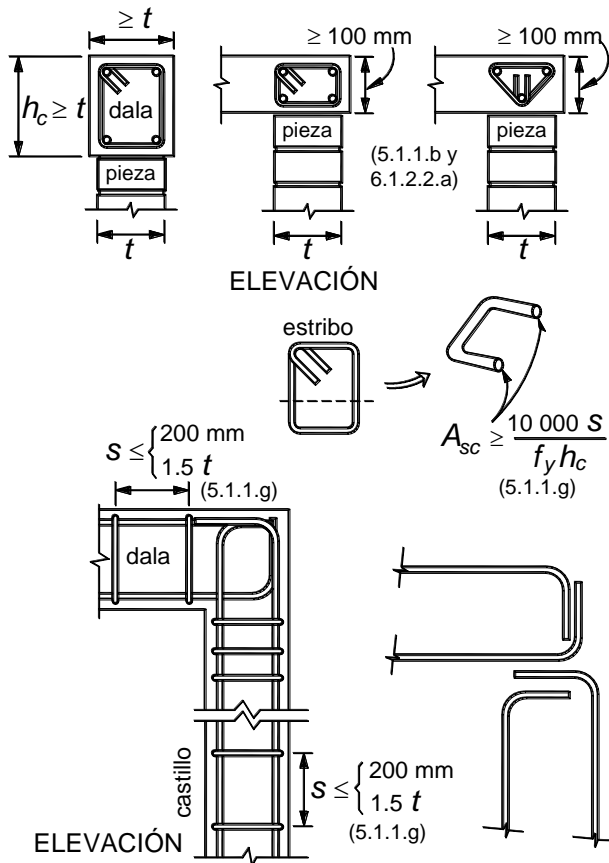


Figura 5.2 Castillos y dalas

- Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que 1.5 H ni 4 m. Los pretilos o parapetos deberán tener castillos con una separación no mayor que 4 m.
- Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm (fig. 5.2). Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal como lo establecen los incisos 5.1.1.e y 5.1.1.g. Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m y en la parte superior de pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm.
- Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro, t.
- El concreto de castillos y dalas tendrá una resistencia a compresión, f_c' , no menor de 15 MPa (150 kg/cm²).
- El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ec. 5.1.

$$A_s = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} t^2 \quad (5.1)$$

donde A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala.

- El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

- g) Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la ec. 5.2

$$A_{sc} = \frac{10000 s}{f_y h_c} \quad ; \text{ si se usan MPa y mm} \quad (5.2)$$
$$\left(A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c} \quad ; \text{ si se usan kg/cm}^2 \text{ y cm} \right)$$

donde h_c es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro. La separación de los estribos, s , no excederá de 1.5 t ni de 200 mm.

- h) Cuando la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v_m^* , sea superior a 0.6 MPa (6 kg/cm²), se suministrará refuerzo transversal, con área igual a la calculada con la ec. 5.2 y con una separación no mayor que una hilada dentro de una longitud H_0 en cada extremo de los castillos.

H_0 se tomará como el mayor de $H/6$, $2 h_c$ y 400 mm.

5.1.2 Muros con castillos interiores

Se acepta considerar a los muros como confinados si los castillos interiores y las dalas cumplen con todos los incisos de 5.1.1, con excepción de 5.1.1.c. Se aceptará usar concreto de relleno como los especificados en la sección 2.5.3 con resistencia a compresión no menor de 12.5 MPa (125 kg/cm²). Se deberán colocar estribos o grapas en los extremos de los castillos como se indica en el inciso 5.1.1.h, independientemente del valor de v_m^* . Para diseño por sismo, el factor de comportamiento sísmico Q , será igual a 1.5, indistintamente de la cuantía de refuerzo horizontal (sección 5.4.3) o de malla de alambre soldado (sección 5.4.4).

5.1.3 Muros con aberturas

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuyas dimensiones horizontal o vertical excedan de la cuarta parte de la longitud del muro o separación entre castillos, o de 600 mm (fig. 5.3). También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro (fig. 5.1). En muros con castillos interiores, se aceptará sustituir a la dala de la parte inferior de una abertura por acero de refuerzo horizontal anclado en los castillos que confinan a la abertura. El refuerzo consistirá de barras capaces de alcanzar en conjunto una tensión a la fluencia de 29 kN (2 980 kg).

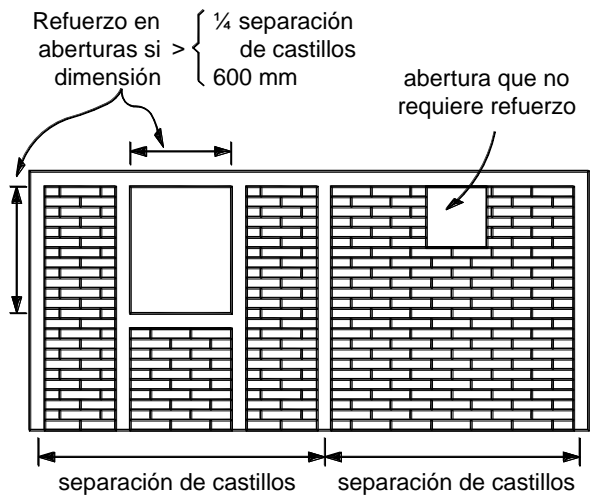


Figura 5.3 Refuerzo en el perímetro de aberturas

5.1.4 Espesor y relación altura a espesor de los muros

El espesor de la mampostería de los muros, t , no será menor que 100 mm y la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , no excederá de 30.

5.2 Fuerzas y momentos de diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en las secciones 3.2.2 y 3.2.3, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería confinada deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante, de momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en la sección 3.2.2.

Cuando sean aplicables los requisitos del método simplificado de diseño sísmico (sección 3.2.3.3), la revisión ante cargas laterales podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante. Cuando la estructura tenga más de tres niveles, adicionalmente a la fuerza cortante, se deberán revisar por flexión en el plano los muros que posean una relación altura total a longitud mayor que dos.

5.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

5.3.1 Resistencia a compresión de muros confinados

La carga vertical resistente, P_R , se calculará como:

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \Sigma A_s f_y) \quad (5.3)$$

donde

F_E se obtendrá de acuerdo con la sección 3.2.2; y

F_R se tomará igual a 0.6.

Alternativamente, P_R se podrá calcular con

$$P_R = F_R F_E (f_m^* + 0.4) A_T; \text{ si se usan MPa y mm}^2 \quad (5.4)$$

$$\left(\begin{array}{l} \\ P_R = F_R F_E (f_m^* + 4) A_T, \text{ si se usan kg/cm}^2 \text{ y cm}^2 \end{array} \right)$$

5.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

5.3.2.1 Método general de diseño

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro confinado exterior o interiormente se calculará con base en las hipótesis estipuladas en la sección 3.1.6. La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia por el factor de resistencia indicado en la sección 3.1.4.2.

5.3.2.2 Método optativo

Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus castillos extremos, sean éstos exteriores o interiores, las fórmulas simplificadas siguientes (ecs. 5.5 y 5.6) dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento flexionante resistente de diseño.

El momento flexionante resistente de diseño de la sección, M_R , se calculará de acuerdo con las ecuaciones (fig. 5.4)

$$M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d; \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (5.5)$$

$$M_R = (1.5F_R M_o + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right); \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad (5.6)$$

donde

$M_o = A_s f_y d'$ resistencia a flexión pura del muro;

A_s área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro;

d' distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro;

d distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;

P_u carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecs. 5.5 y 5.6; y

F_R se tomará igual a 0.8, si $P_u \leq P_R / 3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionante resistente M_o , afectando el resultado por $F_R = 0.8$.

5.4 Resistencia a cargas laterales

5.4.1 Consideraciones generales

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos de muros confinados de acuerdo con la sección 5.1.

La resistencia a cargas laterales será proporcionada por la mampostería (sección 5.4.2). Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal (sección 5.4.3) o por mallas de alambre soldado (sección 5.4.4). Cuando la carga vertical que obre sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado resistan la totalidad de la carga lateral.

Cuando se use el método simplificado de análisis (sección 3.2.3.3), la resistencia a fuerza cortante de los muros (calculada en las secciones 5.4.2, 5.4.3 y 5.4.4) se afectará por el factor F_{AE} definido por la ec. 3.4.

El factor de resistencia, F_R , se tomará igual a 0.7 (sección 3.1.4.3).

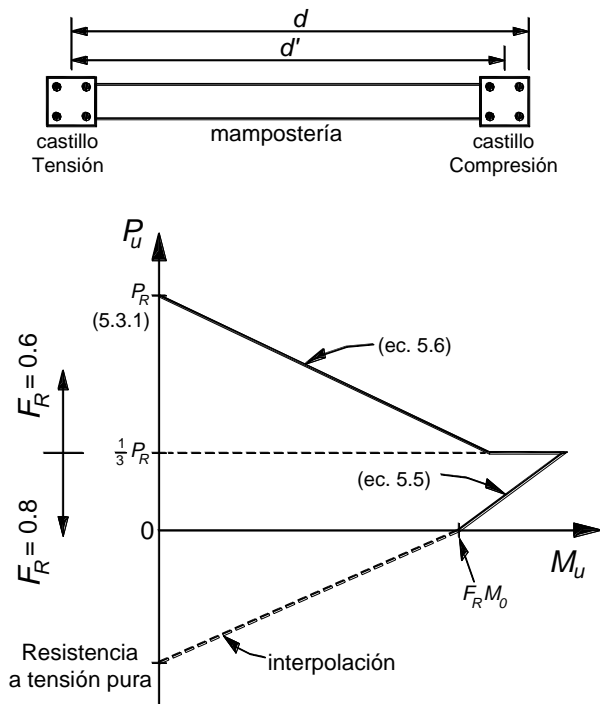


Figura 5.4 Diagrama de interacción carga axial–momento flexionante resistente de diseño con el método optativo

5.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R (0.5v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m^* A_T \quad (5.7)$$

donde P se deberá tomar positiva en compresión. En el área A_T se debe incluir a los castillos pero sin transformar el área transversal.

La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería V_{mR} .

La resistencia a compresión diagonal de la mampostería para diseño, v_m^* , no deberá exceder de 0.6 MPa (6 kg/cm²), a menos que se demuestre con ensayos que satisfagan la sección 2.8.2.1, que se pueden alcanzar mayores valores. En adición, se deberá demostrar que se cumplen con todos los requisitos de materiales, análisis, diseño y construcción aplicables.

5.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

5.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo

Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro.

No se permite el uso de armaduras planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica (“escalerillas”) para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

El esfuerzo especificado de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 600 MPa (6 000 kg/cm²).

El refuerzo horizontal se detallará como se indica en las secciones 3.3.2.2, 3.3.4.3, 3.3.5.1 y 3.3.6.4.

5.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal, s_h , no excederá de seis hiladas ni de 600 mm.

5.4.3.3 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

Si se coloca acero de refuerzo horizontal para resistir fuerza cortante, la cuantía de acero de refuerzo horizontal, p_h , no será inferior a $0.3/f_{yh}$ si se usan MPa ($3/f_{yh}$, si se usan kg/cm²) ni al valor que resulte de la expresión siguiente

$$p_h = \frac{V_{mR}}{F_R f_{yh} A_T} \quad (5.8)$$

$$\frac{f_m^*}{f_{yh}}$$

En ningún caso p_h será mayor que $0.3 \frac{f_m^*}{f_{yh}}$; ni que $1.2/f_{yh}$ para piezas macizas, ni que $0.9/f_{yh}$ para piezas huecas si se usan MPa ($12/f_{yh}$ y $9/f_{yh}$, respectivamente, si se usan kg/cm^2).

5.4.3.4 Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, V_{SR} , se calculará con

$$V_{SR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (5.9)$$

El factor de eficiencia del refuerzo horizontal, η , se determinará con el criterio siguiente:

$$\eta = \begin{cases} 0.6 & ; \text{ si } p_h f_{yh} \leq 0.6 \text{ MPa (6 kg/cm}^2\text{)} \\ 0.2 & ; \text{ si } p_h f_{yh} \geq 0.9 \text{ MPa (9 kg/cm}^2\text{)} \end{cases}$$

Para valores de $p_h f_{yh}$ comprendidos entre 0.6 y 0.9 MPa (6 y 9 kg/cm^2), η se hará variar linealmente (fig. 5.5).

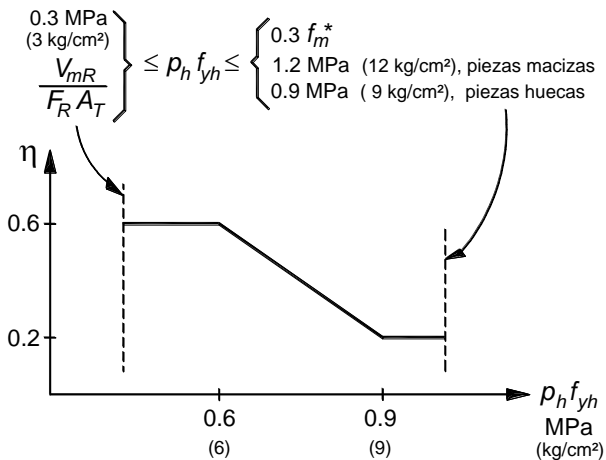


Figura 5.5 Factor de eficiencia η

5.4.4 Fuerza cortante resistida por malla de alambre soldado recubierta de mortero

5.4.4.1 Tipo de refuerzo y de mortero

Se permitirá el uso de mallas de alambre soldado para resistir la fuerza cortante. Las mallas deberán tener en ambas direcciones la misma área de refuerzo por unidad de longitud.

El esfuerzo de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 500 MPa (5 000 kg/cm^2).

Las mallas se anclarán y se detallarán como se señala en las secciones 3.3.4.3, 3.3.6.5 y 3.3.6.6.

Las mallas deberán ser recubiertas por una capa de mortero tipo I (tabla 2.2) con espesor mínimo de 15 mm.

5.4.4.2 Cuantías mínima y máxima de refuerzo

Para fines de cálculo, sólo se considerará la cuantía de los alambres horizontales. Si la malla se coloca con los alambres inclinados, en el cálculo de la cuantía se considerarán las componentes horizontales.

En el cálculo de la cuantía sólo se incluirá el espesor de la mampostería del muro, t .

Las cuantías mínima y máxima serán las prescritas en la sección 5.4.3.3.

5.4.4.3 Diseño de la malla

La fuerza cortante que tomará la malla se obtendrá como se indica en sección 5.4.3.4. No se considerará contribución a la resistencia por el mortero.

6. MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE

6.1 Alcance

Es aquélla con muros reforzados con barras o alambres corrugados de acero, horizontales y verticales, colocados en las celdas de las piezas, en ductos o en las juntas. El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, se distribuirá a lo alto y largo del muro. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los requisitos 6.1.1 a 6.1.9 (fig. 6.1 a 6.3).

Para diseño por sismo se usará $Q = 1.5$.

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.

6.1.1 Cuantías de acero de refuerzo horizontal y vertical

- a) La suma de la cuantía de acero de refuerzo horizontal, p_h , y vertical, p_v , no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007, es decir:

$$p_h + p_v \geq 0.002$$

$$p_h \geq 0.0007; \quad p_v \geq 0.0007 \quad (6.1)$$

donde

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t}; \quad p_v = \frac{A_{sv}}{s_v t}; \quad (6.2)$$

A_{sh} área de acero de refuerzo horizontal que se colocará a una separación vertical s_h (fig. 6.1); y

A_{sv} área de acero de refuerzo vertical que se colocará a una separación s_v .

En las ecs. 6.1 y 6.2 no se deberá incluir el refuerzo de la sección 6.1.2.2.

- b) Cuando se emplee acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia especificado mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²), las cuantías de refuerzo calculadas en el inciso 6.1.1.a se podrán reducir multiplicándolas por 412 / f_y , en MPa (4200 / f_y , en kg/cm²).

6.1.2 Tamaño, colocación y separación del refuerzo

Se deberá cumplir con las disposiciones aplicables de la sección 3.3.

6.1.2.1 Refuerzo vertical

El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de seis veces el espesor del mismo ni mayor de 800 mm (fig. 6.1).

6.1.2.2 Refuerzo en los extremos de muros

- a) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm. Aún en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal (ver fig. 5.2).

El refuerzo longitudinal de la dala deberá dimensionarse para resistir la componente horizontal del puntal de compresión que se desarrolle en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ec. 6.3.

$$A_s = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} t^2 \quad (6.3)$$

El refuerzo transversal de la dala estará formado por estribos cerrados y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la ec. 6.4.

$$A_{sc} = \frac{10000 s}{f_y h_c} \quad ; \text{ si se usan MPa y mm} \quad (6.4)$$

$$\left(A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c} \quad ; \text{ si se usan kg/cm}^2 \text{ y cm} \right)$$

donde h_c es la dimensión de la dala en el plano del muro. La separación de los estribos, s , no excederá de 1.5 t ni de 200 mm.

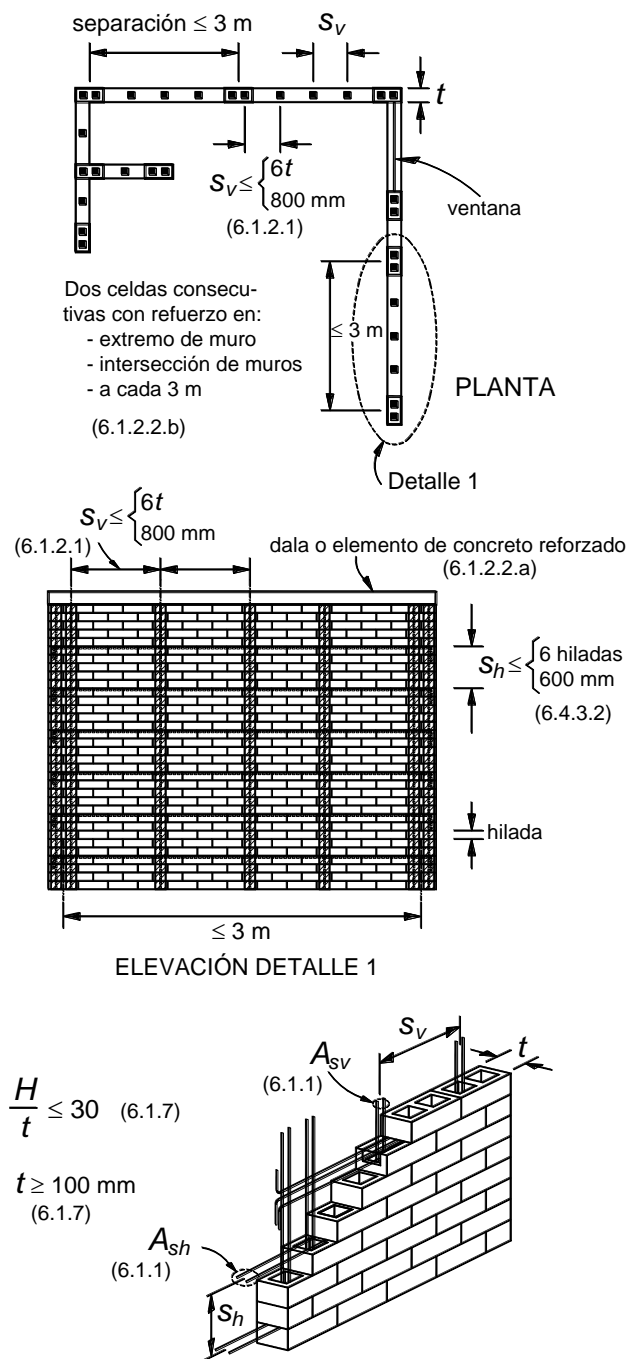


Figura 6.1 Requisitos para mampostería con refuerzo interior

- b) Deberá colocarse por lo menos una barra No. 3 (9.5 mm de diámetro) con esfuerzo especificado de fluencia de 412 MPa (4 200 kg/cm²), o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en la intersecciones entre muros o a cada 3 m.

6.1.3 Mortero y concreto de relleno

Para el colado de las celdas donde se aloje el refuerzo vertical podrán emplearse los morteros y concretos de relleno especificados en la sección 2.5.3, o el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, si es del tipo I (sección 2.5.2). El hueco de las piezas (celda) tendrá una dimensión mínima mayor de 50 mm y un área no menor de 3000 mm².

6.1.4 Anclaje del refuerzo horizontal y vertical

Las barras de refuerzo horizontal y vertical deberán cumplir con la sección 3.3.6.

6.1.5 Muros transversales

Cuando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura (fig. 6.2). Los dispositivos deberán ser capaces de resistir 1.33 veces la resistencia de diseño a fuerza cortante del muro transversal dividida por el factor de resistencia correspondiente. En la resistencia de diseño se incluirá la fuerza cortante resistida por la mampostería y, si aplica, la resistida por el refuerzo horizontal.

Alternativamente, el área de acero de los dispositivos o conectores, A_{st} , colocada a una separación s en la altura del muro, se podrá calcular mediante la expresión siguiente

$$A_{st} = \frac{2.5(V_{mR} + V_{sR})}{F_R} \frac{t}{L} \frac{s}{f_y} \quad (6.5)$$
$$\left(A_{st} = \frac{V_{mR} + V_{sR}}{4F_R} \frac{t}{L} \frac{s}{f_y} \right)$$

donde A_{st} está en mm² (cm²), V_{mR} y V_{sR} , en N (kg), son las fuerzas cortantes resistidas por la mampostería y el refuerzo horizontal, si aplica, F_R se tomará igual a 0.7, t y L son el espesor y longitud del muro transversal en mm (cm), y f_y es el refuerzo especificado de fluencia de los dispositivos o conectores, en MPa (kg/cm²). La separación s no deberá exceder de 300 mm.

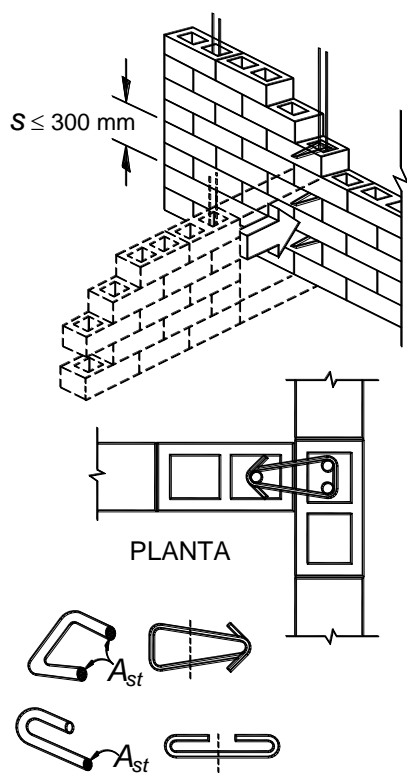


Figura 6.2 Conectores entre muros sin traslape de piezas

6.1.6 Muros con aberturas

Existirán elementos de refuerzo vertical y horizontal en el perímetro de toda abertura cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la longitud del muro, de la cuarta parte de la distancia entre intersecciones de muros o de 600 mm, o bien en aberturas con altura igual a la del muro (fig. 6.3). Los elementos de refuerzo vertical y horizontal serán como los señalados en la sección 6.1.2.

6.1.7 Espesor y relación altura a espesor de los muros

El espesor de la mampostería de los muros, t , no será menor que 100 mm y la relación altura a espesor de la mampostería del muro, H/t , no excederá de 30.

6.1.8 Pretilos

Los pretilos o parapetos deberán reforzarse interiormente con barras de refuerzo vertical como las especificadas en el inciso 6.1.2.2.b. Se deberá proporcionar refuerzo horizontal en la parte superior de pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 500 mm de acuerdo con la sección 6.1.6 (fig. 6.3).

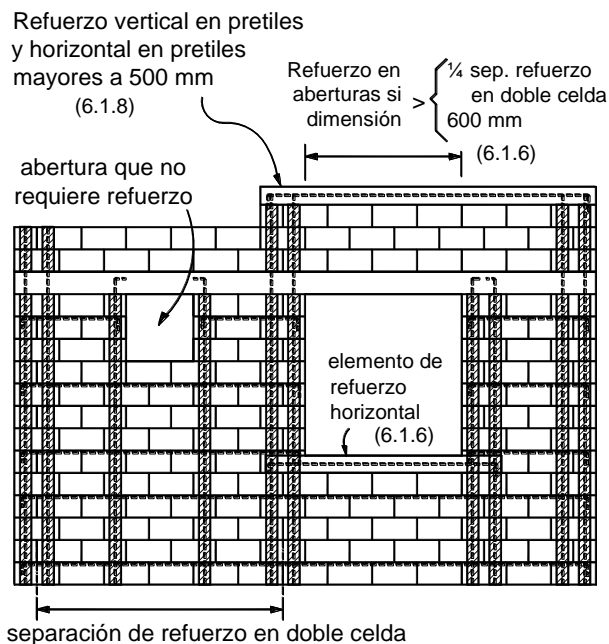


Figura 6.3 Refuerzo en aberturas y pretilas

6.1.9 Supervisión

Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que las celdas en que se aloja el refuerzo sean coladas completamente.

6.2 Fuerzas y momentos de diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en las secciones 3.2.2 y 3.2.3, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería reforzada interiormente deberá revisarse para el efecto de carga axial, la fuerza cortante, de momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en la sección 3.2.2.

Cuando sean aplicables los requisitos del método simplificado de diseño sísmico (sección 3.2.3.3), la revisión ante cargas laterales podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante. Cuando la estructura tenga más de tres niveles, adicionalmente a la fuerza cortante, se deberán revisar por flexión en el plano los muros que posean una relación altura total a longitud mayor que dos.

6.3 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

6.3.1 Resistencia a compresión de mampostería con refuerzo interior

La carga vertical resistente, P_R , se calculará como:

$$P_R = F_R F_E (f_m^* A_T + \Sigma A_s f_y) \leq 1.25 F_R F_E f_m^* A_T \quad (6.6)$$

donde

F_E se obtendrá de acuerdo con la sección 3.2.2; y

F_R se tomará igual a 0.6.

Alternativamente, P_R se podrá calcular con

$$P_R = F_R F_E (f_m^* + 0.7) A_T \leq 1.25 F_R F_E f_m^* A_T \quad (6.7)$$

si se usan MPa y mm^2

$$\left(P_R = F_R F_E (f_m^* + 7) A_T \leq 1.25 F_R F_E f_m^* A_T \right)$$

si se usan kg/cm^2 y cm^2

6.3.2 Resistencia a flexocompresión en el plano del muro

6.3.2.1 Método general de diseño

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro confinado exterior o interiormente se calculará con base en las hipótesis estipuladas en la sección 3.1.6. La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia por el factor de resistencia indicado en la sección 3.1.4.2.

6.3.2.2 Método optativo

Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes (ecs. 6.8 y 6.9) dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento flexionante resistente de diseño.

El momento flexionante resistente de diseño de la sección, M_R , se calculará de acuerdo con las ecuaciones

$$M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d ; \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (6.8)$$

$$M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right) ; \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad (6.9)$$

donde

$M_o = A_s f_y d'$ resistencia a flexión pura del muro;

A_s área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en los extremos del muro;

d' distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro;

d distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima;

P_u carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo en las ecs. 6.8 y 6.9; y

F_R se tomará igual a 0.8, si $P_u \leq P_R / 3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionante resistente M_o , afectando el resultado por $F_R = 0.8$ (ver fig. 5.4).

6.4 Resistencia a cargas laterales

6.4.1 Consideraciones generales

La resistencia a cargas laterales será proporcionada por la mampostería (sección 6.4.2). Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal (sección 6.4.3). Cuando la carga vertical que obre sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal resista la totalidad de la carga lateral.

Cuando se use el método simplificado de análisis (sección 3.2.3.3), la resistencia a fuerza cortante de los muros (calculada en las secciones 6.4.2 y 6.4.3) se afectará por el factor F_{AE} definido por la ec. 3.4.

El factor de resistencia, F_R , se tomará igual a 0.7 (sección 3.1.4.3).

6.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R (0.5V_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R V_m^* A_T \quad (6.10)$$

donde P se deberá tomar positiva en compresión.

La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión, se desprejará la contribución de la mampostería V_{mR} ; por lo que la totalidad de la fuerza cortante deberá ser resistida por el refuerzo horizontal.

La resistencia a compresión diagonal de la mampostería para diseño, v_m^* , no deberá exceder de 0.6 MPa (6 kg/cm²), a menos que se demuestre con ensayos que satisfagan la sección 2.8.2.1, que se pueden alcanzar mayores valores. En adición se deberá demostrar que se cumplen con todos los requisitos de materiales, análisis, diseño y construcción aplicables.

6.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

6.4.3.1 Tipos de acero de refuerzo

Se permitirá el uso de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío, que sean continuos a lo largo del muro.

No se permite el uso de escalerillas para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

El esfuerzo de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 600 MPa (6 000 kg/cm²).

El refuerzo horizontal se detallará como se indica en las secciones 3.3.2.2, 3.3.4.3, 3.3.5.1 y 3.3.6.4.

6.4.3.2 Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal, s_h , no excederá de seis hiladas o 600 mm.

6.4.3.3 Cuantías mínima y máxima del acero de refuerzo horizontal

Si se coloca acero de refuerzo horizontal para resistir fuerza cortante, la cuantía de acero de refuerzo horizontal, p_h , no será inferior a $0.3/f_{yh}$ si se usan MPa ($3/f_{yh}$, si se usan kg/cm²) ni al valor que resulte de la expresión siguiente

$$p_h = \frac{V_{mR}}{F_R f_{yh} A_T} \quad (6.11)$$

$$0.3 \frac{f_m^*}{f_{yh}}$$

En ningún caso p_h será mayor que $1.2/f_{yh}$ para piezas macizas, ni que $0.9/f_{yh}$ para piezas huecas si se usan MPa ($12/f_{yh}$ y $9/f_{yh}$, respectivamente, si se usan kg/cm²).

6.4.3.4 Diseño del refuerzo horizontal

La fuerza cortante que toma el refuerzo horizontal, V_{SR} , se calculará con

$$V_{SR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T \quad (6.12)$$

El factor de eficiencia del refuerzo horizontal, η , se determinará con el criterio siguiente:

$$\eta = \begin{cases} 0.6 & ; \quad \text{si } p_h f_{yh} \leq 0.6 \text{ MPa (6 kg/cm}^2\text{)} \\ 0.2 & ; \quad \text{si } p_h f_{yh} \geq 0.9 \text{ MPa (9 kg/cm}^2\text{)} \end{cases}$$

Para valores de p_h f_{yh} comprendidos entre 0.6 y 0.9 MPa (6 y 9 kg/cm²), η se hará variar linealmente (ver fig. 5.5).

7. MAMPOSTERÍA NO CONFINADA NI REFORZADA

7.1 Alcance

Se considerarán como muros no confinados ni reforzados aquéllos que, aun contando con algún tipo de refuerzo interior o confinamiento (exterior o interior), no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las categorías descritas en los Capítulos 5 y 6. El espesor de la mampostería de los muros, t , no será menor de 100 mm.

Para diseño por sismo se usará un factor de comportamiento sísmico $Q = 1$.

Los muros se construirán e inspeccionarán como se indica en los Capítulos 9 y 10, respectivamente.

7.2 Fuerzas y momentos de diseño

Las fuerzas y momentos de diseño se obtendrán a partir de los análisis indicados en las secciones 3.2.2 y 3.2.3, empleando las cargas de diseño que incluyan el factor de carga correspondiente.

La resistencia ante cargas verticales y laterales de un muro de mampostería no reforzada deberá revisarse para el efecto de carga axial, fuerza cortante, momentos flexionantes en su plano y, cuando proceda, también para momentos flexionantes normales a su plano principal de flexión. En la revisión ante cargas laterales sólo se considerará la participación de muros cuya longitud sea sensiblemente paralela a la dirección de análisis.

La revisión ante cargas verticales se realizará conforme a lo establecido en la sección 3.2.2.

Cuando sean aplicables los requisitos del método simplificado de diseño sísmico (sección 3.2.3.3), la revisión ante cargas laterales podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante, siempre y cuando la estructura no exceda de tres niveles y la relación altura total a longitud del muro no exceda de dos. En caso contrario, se deberán valorar los efectos de la flexión en el plano del muro y de la fuerza cortante.

7.3 Refuerzo por integridad estructural

Con objeto de mejorar la redundancia y capacidad de deformación de la estructura, en todo muro de carga se dispondrá de refuerzo por integridad con las cuantías y características indicadas en las secciones 7.3.1 a 7.3.3. El refuerzo por integridad estará alojado en secciones rectangulares de concreto reforzado de cuando menos 50 mm de lado. No se aceptarán detalles de uniones entre muros y entre muros y sistemas de piso / techo que dependan exclusivamente de cargas gravitacionales.

El refuerzo por integridad deberá calcularse de modo que resista las componentes horizontal y vertical de un puntal diagonal de compresión en la mampostería que tenga una magnitud asociada a la falla de la misma.

Optativamente, se puede cumplir con lo indicado en las secciones 7.3.1 a 7.3.3.

7.3.1 Refuerzo vertical

Los muros serán reforzados en sus extremos, en intersección de muros y a cada 4 m con al menos dos barras o alambres de acero de refuerzo continuos en la altura de la estructura. El área total del refuerzo vertical en el muro se calculará con la expresión siguiente (ver fig. 7.1)

$$A_s = \frac{2 V_{mR}}{3 F_R f_y} \quad (7.1)$$

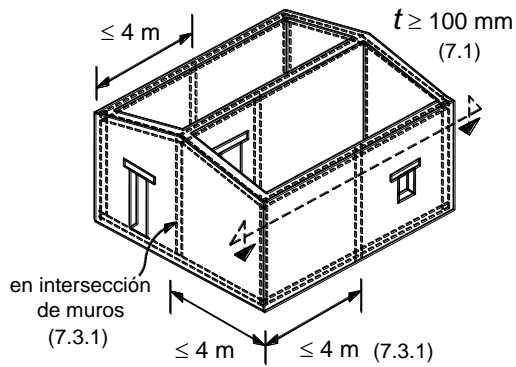
donde V_{mR} y F_R se tomarán de la sección 7.5.

Las barras deberán estar adecuadamente ancladas para alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia, f_y .

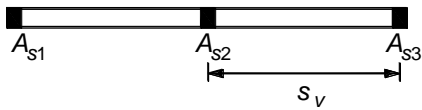
7.3.2 Refuerzo horizontal

Se deberán suministrar al menos dos barras o alambres de acero de refuerzo continuos en la longitud de los muros colocados en la unión de éstos con los sistemas de piso y techo. El área total se calculará con la ec. 7.1, multiplicando el resultado por la altura libre del muro, H , y dividiéndolo por la separación entre el refuerzo vertical, s_v .

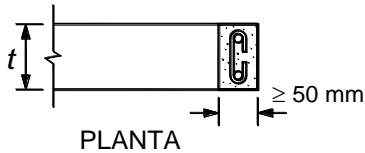
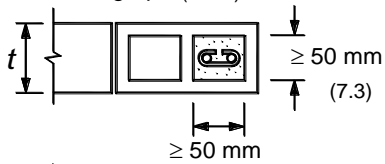
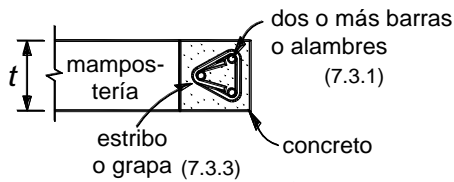
$$A_s = \frac{2 V_{mR}}{3 F_R f_y} \frac{H}{s_v} \quad (7.2)$$



$$A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} = A_s \geq \frac{2V_m R}{3 F_R f_y}$$



SECCIÓN DEL MURO



PLANTA

Figura 7.1 Refuerzo por integridad

7.3.3 Refuerzo transversal

Se deberá colocar refuerzo transversal en forma de estribos o grapas (fig. 7.1) con una separación máxima de 200 mm y con un diámetro de al menos 3.4 mm.

7.4 Resistencia a compresión y flexocompresión en el plano del muro

7.4.1 Resistencia a compresión

La carga vertical resistente P_R se calculará como:

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T \quad (7.3)$$

donde

F_E se obtendrá de acuerdo con la sección 3.2.2; y

F_R se tomará igual a 0.3.

7.4.2 Resistencia a flexocompresión

La resistencia a flexocompresión en el plano del muro se calculará, para muros sin refuerzo, según la teoría de resistencia de materiales, suponiendo una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f_m^* . F_R se tomará según la sección 3.1.4.2.

7.5 Resistencia a cargas laterales

Cuando se use el método simplificado de análisis (sección 3.2.3.3), la resistencia a fuerza cortante de los muros se afectará por el factor F_{AE} definido por la ec. 3.4.

La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R (0.5V_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R V_m^* A_T \quad (7.4)$$

donde

F_R se tomará igual a 0.4 (sección 3.1.4.3); y

P se deberá tomar positiva en compresión.

La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical es de tensión, se tomará $V_{mR} = 0$.

8. MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES

8.1 Alcance

Esta sección se refiere al diseño y construcción de cimientos, muros de retención y otros elementos estructurales de mampostería del tipo conocido como de tercera, o sea, formado por piedras naturales sin labrar unidas por mortero.

8.2 Materiales

8.2.1 Piedras

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- Su resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación sea de 15 MPa (150 kg/cm²);

- b) Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación sea de 10 MPa (100 kg/cm²);
- c) La absorción máxima sea de 4 por ciento; y
- d) Su resistencia al intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de cinco ciclos en solución saturada de sulfato de sodio, sea del 10 por ciento.

Las propiedades anteriores se determinarán de acuerdo con los procedimientos indicados en el capítulo CXVII de las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Obras Públicas (1971).

Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará, en lo posible, el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. Por lo menos, el 70 por ciento del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 300 N (30 kg), cada una.

8.2.2 Morteros

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán ser al menos del tipo III (tabla 2.2), tal que la resistencia mínima en compresión sea de 4 MPa (40 kg/cm²).

La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE.

8.3 Diseño

8.3.1 Esfuerzos resistentes de diseño

Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión, f_m^* , y en cortante, v_m^* , se tomarán como sigue:

- a) Mampostería unida con mortero de resistencia a compresión no menor de 5 MPa (50 kg/cm²).

$$F_R f_m^* = 2 \text{ MPa (20 kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_R v_m^* = 0.06 \text{ MPa (0.6 kg/cm}^2\text{)}$$

- b) Mampostería unida con mortero de resistencia a compresión menor que 5 MPa (50 kg/cm²).

$$F_R f_m^* = 1.5 \text{ MPa (15 kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_R v_m^* = 0.04 \text{ MPa (0.4 kg/cm}^2\text{)}$$

Los esfuerzos de diseño anteriores incluyen ya un factor de resistencia, F_R , que por lo tanto, no deberá ser considerado nuevamente en las fórmulas de predicción de resistencia.

8.3.2 Determinación de la resistencia

Se verificará que, en cada sección, la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente de diseño dada por la expresión

$$P_R = F_R f_m^* A_T \left(1 - \frac{2e}{t} \right) \quad (8.1)$$

donde t es el espesor de la sección y e es la excentricidad con que actúa la carga y que incluye los efectos de empujes laterales si existen. La expresión anterior es válida cuando la relación entre la altura y el espesor medio del elemento de mampostería no excede de cinco; cuando dicha relación se encuentre entre cinco y diez, la resistencia se tomará igual al 80 por ciento de la calculada con la expresión anterior; cuando la relación exceda de diez deberán tomarse en cuenta explícitamente los efectos de esbeltez en la forma especificada para mampostería de piedras artificiales (sección 3.2.2).

La fuerza cortante actuante no excederá de la resistente obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente según la sección 8.3.1.

8.4 Cimientos

En cimientos de piedra brasa la pendiente de las caras inclinadas (escarpio), medida desde la arista de la dala o muro, no será menor que 1.5 (vertical) : 1 (horizontal) (fig. 8.1).

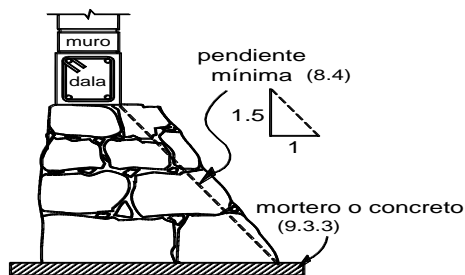


Figura 8.1 Cimiento de piedra

En cimientos de mampostería de forma trapezoidal con un talud vertical y el otro inclinado, tales como cimientos de lindero, deberá verificarse la estabilidad del cimiento a torsión. De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a separaciones no mayores de las que señala la tabla 8.1.

Tabla 8.1 Separación máxima de cimientos perpendiculares a cimientos donde no se revise la estabilidad a torsión

Presión de contacto con el terreno, kPa (kg/m ²)	Claro máximo, m
menos de 20 (2000)	10.0

más de 20 (2000) (2500)	hasta 25	9.0 7.5
más de 25 (2500) (3000)	hasta 30	6.0
más de 30 (3000) (4000)	hasta 40	4.5
más de 40 (4000) (5000)	hasta 50	

En la tabla 8.1, el claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos.

En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momento de volteo como sobre los perpendiculares a ellos. Los castillos deben empotrarse en los cimientos no menos de 400 mm.

En el diseño se deberá considerar la pérdida de área debido al cruce de los cimientos.

8.5 Muros de contención

En el diseño de muros de contención se tomará en cuenta la combinación más desfavorable de cargas laterales y verticales debidas a empuje de tierras, al peso propio del muro, a las demás cargas muertas que puedan obrar y a la carga viva que tienda a disminuir el factor de seguridad contra volteo o deslizamiento.

Los muros de contención se diseñarán con un sistema de drenaje adecuado. Se deberán cumplir las disposiciones del Capítulo 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

9. CONSTRUCCIÓN

La construcción de las estructuras de mampostería cumplirá con lo especificado en el Título Séptimo del Reglamento y con lo indicado en este capítulo.

9.1 Planos de construcción

Adicionalmente a lo establecido en el Reglamento, los planos de construcción deberán señalar, al menos:

- El tipo, dimensiones exteriores e interiores (si aplica) y tolerancias, resistencia a compresión de diseño, absorción, así como el peso volumétrico máximo y mínimo de la pieza. Si es aplicable, el nombre y marca de la pieza.
- El tipo de cementantes a utilizar.
- Características y tamaño de los agregados.

- d) Proporcionamiento y resistencia a compresión de diseño del mortero para pegar piezas. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen y así se deberá indicar en los planos. Si aplica, se incluirá la retención, fluidez, y el consumo de mortero.
- e) Procedimiento de mezclado y remezclado del mortero.
- f) Si aplica, proporcionamiento, resistencia a compresión y revenimiento de morteros y concretos de relleno. El proporcionamiento deberá expresarse en volumen. Si se usan aditivos, como superfluidificantes, se deberá señalar el tipo y su proporcionamiento.
- g) Tipo, diámetro y grado de las barras de acero de refuerzo.
- h) Resistencias a compresión y a compresión diagonal de diseño de la mampostería.
- i) Si aplica, o si se analizó la estructura ante cargas laterales mediante métodos estáticos o dinámicos (sección 3.2.3.2), el módulo de elasticidad y de cortante de diseño de la mampostería.
- j) Los detalles del refuerzo mediante figuras y/o notas, que incluyan colocación, anclaje, traslape, dobleces.
- k) Detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.
- l) Tolerancias de construcción.
- m) Si aplica, el tipo y frecuencia de muestreo de mortero y mampostería, como se indica en la sección 10.2.2.

9.2 Construcción de mampostería de piedras artificiales

9.2.1 Materiales

9.2.1.1 Piezas

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas Normas son aplicables en muros construidos con un mismo tipo de pieza. Si se combinan tipos de pieza, de arcilla, concreto o piedras naturales, se deberá deducir el comportamiento de los muros a partir de ensayos a escala natural.

Se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Condición de las piezas. Las piezas empleadas deberán estar limpias y sin rajaduras.
- b) Humedecimiento de las piezas. Todas las piezas de barro deberán saturarse al menos 2 h antes de su colocación. Las piezas a base de cemento deberán estar secas al colocarse. Se aceptará un rociado leve de las superficies sobre las que se colocará el mortero.
- c) Orientación de piezas huecas. Las piezas huecas se deberán colocar de modo que sus celdas y perforaciones sean ortogonales a la cara de apoyo (sección 2.1.1.2).

9.2.1.2 Morteros

Deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Mezclado del mortero. Se acepta el mezclado en seco de los sólidos hasta alcanzar un color homogéneo de la mezcla, la cual sólo se podrá usar en un lapso de 24 h. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor de 4 min., ni del necesario para alcanzar 120 revoluciones. La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación.
- b) Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregándole un poco de agua si es necesario. Sólo se aceptará un remezclado.
- c) Los morteros a base de cemento portland ordinario deberán usarse dentro del lapso de 2.5 h a partir del mezclado inicial.
- d) Revenimiento de morteros y concretos de relleno. Se deberán proporcionar de modo que alcancen el revenimiento señalado en los planos de construcción. Se deberán satisfacer los revenimientos y las tolerancias de la sección 2.5.3.

9.2.1.3 Concretos

Los concretos para el colado de elementos de refuerzo, interiores o exteriores al muro, tendrán la cantidad de agua que asegure una consistencia líquida sin segregación de los materiales constituyentes. Se aceptará el uso de aditivos que mejoren la trabajabilidad. El tamaño máximo del agregado será de 10 mm.

9.2.2 Procedimientos de construcción

9.2.2.1 Juntas de mortero

El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas. Si se usan piezas de fabricación mecanizada, el espesor de las juntas horizontales no excederá de 12 mm si se coloca refuerzo horizontal en las juntas, ni de 10 mm sin refuerzo horizontal. Si se usan piezas de fabricación artesanal, el espesor de las juntas no excederá de 15 mm. El espesor mínimo será de 6 mm.

9.2.2.2 Aparejo

La unión vertical de la mampostería con los castillos exteriores deberá detallarse para transmitir las fuerzas de corte. Se aceptará que la mampostería se deje dentada o bien, que se coloquen conectores metálicos o refuerzo horizontal. El colado del castillo se hará una vez construido el muro o la parte de él que corresponda.

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas Normas son aplicables sólo si las piezas se colocan en forma cuatrapeada (fig. 9.1); para otros tipos de aparejo, el comportamiento de los muros deberá deducirse de ensayos a escala natural.

9.2.2.3 Concreto y mortero de relleno

Los huecos deberán estar libres de materiales extraños y de mortero de la junta. En castillos y huecos interiores se colocará el concreto o mortero de relleno de manera que se obtenga un llenado completo de los huecos. Se

admite la compactación del concreto y mortero, sin hacer vibrar excesivamente el refuerzo. El colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores de:

- a) 500 mm, si el área de la celda es de hasta 8 000 mm²; o
- b) 1.5 m, si el área de la celda es mayor que 8 000 mm².

Si por razones constructivas se interrumpiera la construcción del muro en ese día, el concreto o mortero de relleno deberá alcanzar hasta la mitad de la altura de la pieza de la última hilada (fig. 9.1).

No es necesario llenar totalmente las perforaciones de las piezas multiperforadas.

En muros con piezas huecas y multiperforadas sólo se rellenarán las celdas de las primeras (fig. 9.1).

No se permite doblar el refuerzo una vez iniciada la colocación del mortero o concreto.

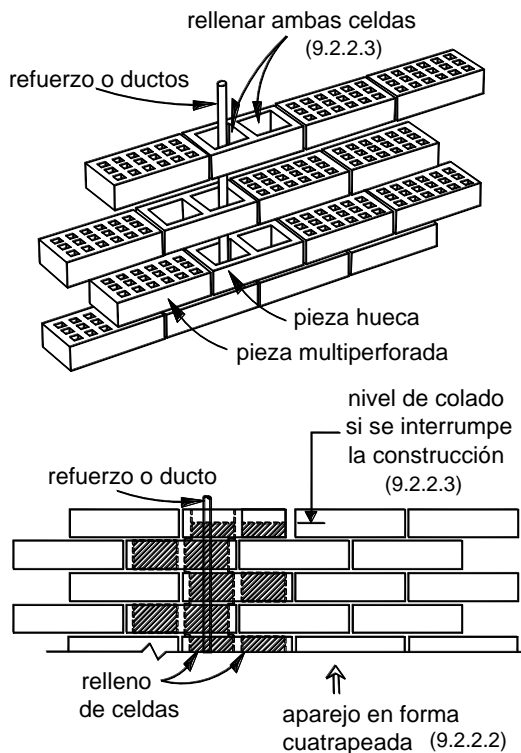


Figura 9.1 Relleno de piezas

9.2.2.4 Refuerzo

El refuerzo se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. El recubrimiento, separación y traslapes mínimos así como el refuerzo horizontal colocado en las juntas serán los que se especifican en la sección 3.3. No se admitirá traslape de barras de refuerzo colocadas en juntas horizontales, ni traslape de mallas de alambre soldado en una sección vertical del muro, ni de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente en la altura calculada de la articulación plástica por flexión.

9.2.2.5 Tuberías y ductos

Se deberán instalar sin dañar la mampostería. En mampostería de piezas macizas o huecas con relleno total se admite ranurar el muro para alojar las tuberías y ductos, siempre que:

- a) La profundidad de la ranura no exceda de la cuarta parte del espesor de la mampostería del muro ($t/4$);
- b) El recorrido sea vertical; y
- c) El recorrido no sea mayor que la mitad de la altura libre del muro ($H/2$).

En muros con piezas huecas no se podrán alojar tubos o ductos en celdas con refuerzo. Las celdas con tubos y ductos deberán ser rellenas con concreto o mortero de relleno.

No se permite colocar tuberías y ductos en castillos que tengan función estructural, sean exteriores o interiores o en celdas reforzadas verticalmente como las dispuestas en los Capítulos 5 y 6, respectivamente.

9.2.2.6 Construcción de muros

En la construcción de muros, además de los requisitos de las secciones anteriores, se cumplirán los siguientes:

- a) La dimensión de la sección transversal de un muro que cumpla alguna función estructural o que sea de fachada no será menor de 100 mm.
- b) Todos los muros que se toquen o crucen deberán anclarse o ligarse entre sí (secciones 5.1.1, 6.1.2.2, 6.1.5 y 7.3.1), salvo que se tomen precauciones que garanticen su estabilidad y buen funcionamiento.
- c) Las superficies de las juntas de construcción deberán estar limpias y rugosas. Se deberán humedecer en caso de usar piezas de arcilla.
- d) Los muros de fachada que reciban recubrimiento de materiales pétreos naturales o artificiales deberán llevar elementos suficientes de liga y anclaje para soportar dichos recubrimientos.
- e) Durante la construcción de todo muro se tomarán las precauciones necesarias para garantizar su estabilidad en el proceso de la obra, tomando en cuenta posibles empujes horizontales, incluso viento y sismo.
- f) En muros reforzados con mallas de alambre soldado y recubrimiento de mortero, la superficie deberá estar saturada y libre de materiales que afecten la adherencia del mortero.

9.2.2.7 Tolerancias

- a) En ningún punto el eje de un muro que tenga función estructural distará más de 20 mm del indicado en los planos.
- b) El desplomo de un muro no será mayor que 0.004 veces su altura ni 15 mm.

9.3 Construcción de mampostería de piedras naturales

9.3.1 Piedras

Las piedras que se emplean deberán estar limpias y sin rajaduras. No se emplearán piedras que presentan forma de laja. Las piedras se mojarán antes de usarlas.

9.3.2 Mortero

El mortero se elaborará con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener una pasta manejable. Para el mezclado y remezclado se respetarán los requisitos de la sección 9.2.1.2.

9.3.3 Procedimiento constructivo

La mampostería se desplantará sobre una plantilla de mortero o concreto que permita obtener una superficie plana. En las primeras hiladas se colocarán las piedras de mayores dimensiones y las mejores caras de las piedras se aprovecharán para los paramentos. Cuando las piedras sean de origen sedimentario se colocarán de manera que los lechos de estratificación queden normales a la dirección de las compresiones. Las piedras deberán humedecerse antes de colocarlas y se acomodarán de manera de llenar lo mejor posible el hueco formado por las otras piedras. Los vacíos se rellenarán completamente con piedra chica y mortero. Deberán usarse piedras a tizón, que ocuparán por lo menos una quinta parte del área del paramento y estarán distribuidas en forma regular. No deberán existir planos definidos de falla transversales al elemento. Se respetarán, además los requisitos de la sección 9.2.2.6 que sean aplicables.

9.4 Construcción de cimentaciones

Las cimentaciones se ejecutarán según lo especificado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Si la cimentación es de concreto, se cumplirá con lo indicado en el Capítulo 14 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Si la cimentación es de mampostería de piedras naturales se seguirá lo señalado en la sección 9.3.3 de estas Normas.

10. INSPECCIÓN Y CONTROL DE OBRA

10.1 Inspección

El Perito Responsable de Obra deberá supervisar el cumplimiento de las disposiciones constructivas señaladas en los Capítulos 9 y 10.

10.1.1 Antes de la construcción de muros de mampostería

Se deberá verificar que la cimentación se haya construido con las tolerancias señaladas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, si la cimentación es de concreto, o en la sección 8.4 de estas Normas, si la cimentación es de mampostería.

Se revisará que el refuerzo longitudinal de castillos, o el vertical de muros, esté anclado y en la posición señalada en los planos estructurales. Se hará énfasis que se cumpla con lo señalado en el inciso 3.3.6.6.a.

10.1.2 Durante la construcción

En especial, se revisará que:

- a) Las piezas sean del tipo y tengan la calidad especificados en los planos de construcción.
- b) Las piezas de barro estén sumergidas en agua al menos 2 h antes de su colocación.
- c) Las piezas de concreto estén secas y que se rocíen con agua justo antes de su colocación.
- d) Las piezas estén libres de polvo, grasa, aceite o cualquier otra sustancia o elemento que reduzca la adherencia o dificulte su colocación.
- e) Las barras de refuerzo sean del tipo, diámetro y grado indicado en los planos de construcción.
- f) El aparejo sea cuatrapeado.
- g) Los bordes verticales de muros confinados exteriormente estén dentados o que cuenten con conectores o refuerzo horizontal.
- h) El refuerzo longitudinal de castillos o el interior del muro esté libre de polvo, grasa o cualquier otra sustancia que afecte la adherencia, y que su posición de diseño esté asegurada durante el colado.
- i) No se traslape más del 50 por ciento del acero longitudinal de castillos, dadas o refuerzo vertical en una misma sección.
- j) El refuerzo horizontal sea continuo en el muro, sin traslapes, y anclado en los extremos con ganchos a 90 grados colocados en el plano del muro.
- k) El mortero no se fabrique en contacto con el suelo o sin control de la dosificación.
- l) El relleno de los huecos verticales en piezas huecas de hasta cuatro celdas se realice a la altura máxima especificada en los planos.
- m) Las juntas verticales y horizontales estén totalmente rellenas de mortero.
- n) Si se usan tabiques multiperforados, que el mortero penetre en las perforaciones la distancia indicada en los planos, pero no menos de 10 mm.
- o) El espesor de las juntas no exceda el valor indicado en los planos de construcción.
- p) El desplomo del muro no exceda $0.004H$ ni 15 mm.
- q) En castillos interiores, el concreto o mortero de relleno haya penetrado completamente, sin dejar huecos.
- r) En muros hechos con tabique multiperforado y piezas huecas (estas últimas para alojar instalaciones o castillos interiores), la pieza hueca esté llena con concreto o mortero de relleno.
- s) En muros reforzados con malla soldada de alambre, los conectores de anclaje estén firmemente instalados en la mampostería y concreto, con la separación señalada en los planos de construcción.

- t) Los muros transversales de carga que lleguen a tope estén conectados con el muro ortogonal.
- u) Las aberturas en muros, si así lo señalan los planos, estén reforzadas o confinadas en sus bordes.
- v) Los pretilos cuenten con castillos y dalas o refuerzo interior.

10.2 Control de obra

10.2.1 Alcance

Las disposiciones de control de obra son aplicables a cada edificación y a cada empresa constructora que participe en la obra. Quedan exentos los siguientes casos:

- a) Edificaciones que cumplan simultáneamente con tener una magnitud (superficie construida) no mayor de 250 m², no más de dos niveles, incluyendo estacionamiento, y que sean de cualquiera de los siguientes géneros: habitación unifamiliar, servicios, industria, infraestructura o agrícola, pecuario y forestal.
- b) Edificaciones de género habitación plurifamiliar con no más de diez viviendas en el predio, incluyendo a las existentes, y no más de dos niveles, incluyendo estacionamiento. Adicionalmente cada vivienda no deberá tener una magnitud (superficie construida) superior a 250 m².

10.2.2 Muestreo y ensayos

10.2.2.1 Mortero para pegar piezas

Se tomarán como mínimo seis muestras por cada lote de 3 000 m² o fracción de muro construido. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos dos muestras serán de la planta baja en edificaciones de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entrepiso en edificios de más niveles.

Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Cada muestra estará compuesta de tres probetas cúbicas. La elaboración, curado, ensaye y determinación de la resistencia de las probetas se hará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayos se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

10.2.2.2 Mortero y concreto de relleno

Se tomarán como mínimo tres muestras por cada lote de 3 000 m² o fracción de muro construido. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos una muestra será de la planta baja en edificaciones de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entrepiso en edificios de más niveles.

Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Cada muestra estará compuesta de tres probetas cúbicas en el caso de morteros, y de tres cilindros en el caso de concretos de relleno. La elaboración, curado, ensaye y determinación de la resistencia de las probetas de mortero se hará según lo especificado en la norma NMX-C-061-ONNCCE. La elaboración, curado y ensaye de cilindros de concreto de relleno se hará de acuerdo con las normas NMX-C-160 y NMX-C-083-ONNCCE. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayos se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

10.2.2.3 Mampostería

Se tomarán como mínimo tres muestras por cada lote de 3 000 m² o fracción de muro construido con cada tipo de pieza. En casos de edificios que no formen parte de conjuntos, al menos una muestra será de la planta baja en edificios de hasta tres niveles, y de la planta baja y primer entrepiso si el edificio tiene más niveles. Las muestras se tomarán durante la construcción del lote indicado. Las probetas se elaborarán con los materiales, mortero y piezas, usados en la construcción del lote. Cada muestra estará compuesta por una pila y un murete. Se aceptará elaborar las probetas en laboratorio usando las piezas, la mezcla en seco del mortero y la cantidad de agua empleada en la construcción del lote. La elaboración, curado, transporte, ensaye y determinación de las resistencias de las probetas se hará según lo indicado en las Normas Mexicanas correspondientes. Las muestras se ensayarán a los 28 días. Los ensayos se realizarán en laboratorios acreditados por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

10.2.2.4 Penetración del mortero en piezas multiperforadas

Se aceptará la aplicación de cualquiera de los procedimientos siguientes:

- a) Penetración del mortero. Se determinará la penetración del mortero retirando una pieza multiperforada en un muro de planta baja si el edificio tiene hasta tres niveles, o de planta baja y primer entrepiso si el edificio tiene más niveles.
- b) Consumo de mortero. Se controlará el consumo de mortero que penetra en las perforaciones de las piezas, adicional al colocado en las juntas horizontal y vertical, en todos los muros de planta baja, si el edificio tiene hasta tres niveles, o de planta baja y primer entrepiso si el edificio tiene más niveles.

10.2.3 Criterio de aceptación

10.2.3.1 De morteros y mampostería

El criterio de aceptación se basa en que la resistencia de diseño, especificada en los planos de construcción, sea alcanzada por lo menos por el 98 por ciento de las probetas. Es decir, se deberá cumplir que

$$z^* \geq \frac{\bar{z}}{1 + 2.5 c_z} \quad (10.1)$$

donde

z^* resistencia de diseño de interés (f_j^* del mortero o del mortero o concreto de relleno, f_m^* y v_m^* de la mampostería);

\bar{z} media de las resistencias de las muestras obtenidas según la sección 10.2.2; y

c_z coeficiente de variación de la resistencia de interés de las muestras, que en ningún caso será menor que 0.20 para la resistencia a compresión de los morteros o de los concretos de relleno y que lo indicado en las secciones 2.8.1.1 y 2.8.2.1 para pilas y muretes, respectivamente.

10.2.3.2 De la penetración del mortero en piezas multiperforadas

Si se opta por el inciso 10.2.2.4.a, la penetración media del mortero, tanto en la junta superior como en la inferior de la pieza, será de 10 mm, a menos que los planos de construcción especifiquen otros valores mínimos.

Se aceptará si, aplicando el inciso 10.2.2.4.b, el consumo de mortero varía entre 0.8 y 1.2 veces el consumo indicado en los planos de construcción.

10.3 Inspección y control de obra de edificaciones en rehabilitación

Se debe cumplir con lo señalado en las secciones 10.1 y 10.2. Adicionalmente, será necesario respaldar con muestreo y pruebas de laboratorio las características de los materiales utilizados en la rehabilitación, incluyendo las de aquellos productos comerciales que las especifiquen al momento de su compra.

Se deberá verificar la correcta aplicación de las soluciones de proyecto, así como la capacidad, sea resistente o de deformación, de elementos o componentes, tales como los conectores.

La medición de las características dinámicas de una estructura proporciona información útil para juzgar la efectividad de la rehabilitación, cuando ésta incluye refuerzo, adición o retiro de elementos estructurales.

11. EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN

11.1 Alcance

Estas disposiciones son complementarias al Título Quinto del Reglamento.

11.2 Evaluación

11.2.1 Necesidad de evaluación

Se deberá evaluar la seguridad estructural de una edificación cuando se tengan indicios de que ha sufrido algún daño, presente problemas de servicio o de durabilidad, vaya a sufrir alguna modificación, cambie su uso, o bien, cuando se requiera verificar el cumplimiento del nivel de seguridad del Título Quinto del Reglamento.

11.2.2 Proceso de evaluación

El proceso de evaluación deberá incluir:

- a) Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.

- b) Si es aplicable, clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural y no estructural) según su severidad y modo de comportamiento.
- c) Si aplica, estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación.
- d) Determinación de la necesidad de rehabilitar.

11.2.3 Investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron

11.2.3.1 Información básica

Se deberá recolectar información básica de la edificación y de las acciones que la dañaron; en particular se deberá:

- a) Recopilar memorias, especificaciones, planos arquitectónicos y estructurales, así como informes y dictámenes disponibles.
- b) Inspeccionar la edificación, así como reconocer su edad y calidad de la construcción.
- c) Estudiar el reglamento y normas de construcción en vigor a la fecha de diseño y construcción de la estructura.
- d) Determinar las propiedades de los materiales y del suelo.
- e) Definir el alcance y magnitud de los daños.
- f) Tener entrevistas con los propietarios, ocupantes, así como con los constructores y diseñadores originales.
- g) Obtener información sobre las acciones que originaron el daño, tal como su magnitud, duración, dirección, espectros de respuesta u otros aspectos relevantes.

Al menos, se debe realizar una inspección en sitio con el fin de identificar el sistema estructural, su configuración y condición. Si es necesario, se deben retirar los recubrimientos y demás elementos que obstruyan la revisión visual.

11.2.3.2 Determinación de las propiedades de los materiales

La determinación de las propiedades de los materiales podrá efectuarse mediante procedimientos no destructivos o destructivos, siempre que por estos últimos no se deteriore la capacidad de los elementos estructurales. En caso de que se tengan daños en la cimentación o modificaciones en la estructura que incidan en ella, será necesario verificar las características del subsuelo mediante un estudio geotécnico.

11.2.4 Clasificación del daño en los elementos de la edificación

11.2.4.1 Modo de comportamiento

Atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo y magnitud de daño. El modo de comportamiento se define por el tipo de daño predominante en el elemento. El modo de comportamiento dependerá de la resistencia relativa del elemento a los distintos elementos mecánicos que actúen en él.

11.2.4.2 Magnitud de daño

La magnitud o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar en cinco niveles:

- a) Insignificante, que no afecta de manera relevante la capacidad estructural (resistente y de deformación). La reparación será de tipo superficial.
- b) Ligero, cuando afecta ligeramente la capacidad estructural. Se requieren medidas de reparación sencillas para la mayor parte de elementos y de modos de comportamiento.
- c) Moderado, cuando afecta medianamente la capacidad estructural. La rehabilitación de los elementos dañados depende del tipo de elemento y modo de comportamiento.
- d) Severo, cuando el daño afecta significativamente la capacidad estructural. La rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o refuerzo de algunos elementos.
- e) Muy grave, cuando el daño ha deteriorado a la estructura al punto que su desempeño no es confiable. Abarca el colapso total o parcial. La rehabilitación involucra el reemplazo o refuerzo de la mayoría de los elementos, o incluso la demolición total o parcial.

11.2.5 Evaluación del impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación

11.2.5.1 Impacto del daño

Se deberá evaluar el efecto de grietas u otros signos de daño en el desempeño futuro de una edificación, en función de los posibles modos de comportamiento de los elementos dañados, sean estructurales o no estructurales.

11.2.5.2 Edificación sin daño estructural

Si la edificación no presenta daño estructural alguno, se deberán estudiar los diferentes modos posibles de comportamiento de los elementos, y su efecto en el desempeño futuro de la edificación.

11.2.5.3 Capacidad remanente

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación será necesario determinar la capacidad remanente en cada elemento para cada modo de comportamiento posible o predominante. Dicha capacidad estará definida por el nivel de acciones con el cual el elemento, de la estructura o cimentación, alcanza un primer estado límite de falla o de servicio, dependiendo del tipo de revisión que se lleve a cabo.

11.2.5.4 Cálculo de la capacidad estructural

Para obtener la capacidad estructural se podrán usar los métodos de análisis elástico convencionales, así como los requisitos y ecuaciones aplicables de estas Normas o de otras Normas Técnicas Complementarias. Cuando en la inspección en sitio no se observe daño estructural alguno, se puede suponer que la capacidad original del elemento estructural está intacta. En edificaciones con daños estructurales, deberá considerarse la participación de los elementos dañados, afectando su capacidad individual según el tipo y nivel de daño. En edificaciones inclinadas deberá incluirse el efecto del desplomo en el análisis.

11.2.5.5 Consideraciones para evaluar la seguridad estructural

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento y el uso al que se destine.

11.2.6 Determinación de la necesidad de rehabilitación

11.2.6.1 Daño ligero

Si como resultado del proceso de evaluación de la seguridad estructural se concluye que cumple con la normativa vigente y sólo presenta daños estructurales insignificantes o ligeros, deberá hacerse un proyecto de rehabilitación que considere la restauración o reparación de dichos elementos.

11.2.6.2 Daño mayor

Si se concluye que no cumple con el Reglamento, se presentan daños estructurales moderados o de mayor nivel, o se detectan situaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura, deberá elaborarse un proyecto de rehabilitación que considere, no sólo la reparación de los elementos dañados, sino la modificación de la capacidad de toda la estructura. La evaluación podrá igualmente recomendar la demolición total o parcial de la estructura.

11.3 Rehabilitación

11.3.1 Apuntalamiento, rehabilitación temporal y demolición

11.3.1.1 Control del acceso

Si se detectan daños en la estructura que puedan poner en peligro su estabilidad, deberá controlarse el acceso a la misma y proceder a su rehabilitación temporal en tanto se termina la evaluación. En aquellos casos en que los daños hagan inminente el derrumbe total o parcial, con riesgo para las construcciones o vías de comunicación vecinas, será necesario proceder a la demolición urgente de la estructura o de la zona que representa riesgo.

11.3.1.2 Rehabilitación temporal

Cuando el nivel de daños observados en una edificación así lo requiera, será necesario rehabilitar temporalmente, o apuntalar, de modo que se proporcione la rigidez y resistencia provisionales necesarias para la seguridad de los trabajadores que laboren en el inmueble, así como de los vecinos y peatones en las zonas adyacentes. La rehabilitación temporal será igualmente necesaria cuando se efectúen modificaciones a una estructura que impliquen la disminución transitoria de la rigidez o capacidad resistente de algún elemento estructural.

11.3.1.3 Seguridad durante la rehabilitación

Las obras de rehabilitación temporal, o apuntalamiento, deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad de la estructura. Antes de iniciar las obras de rehabilitación, deberá demostrarse que el edificio cuenta con la capacidad de soportar simultáneamente las acciones verticales estimadas (cargas muerta y viva) y 30 por ciento de las accidentales obtenidas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con las acciones

permanentes previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha capacidad será necesario, en los casos que se requiera, recurrir a la rigidización temporal de algunas partes de la estructura.

11.3.2 Conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos

Las conexiones entre elementos existentes y los materiales o elementos nuevos se deben diseñar y ejecutar de manera de alcanzar un comportamiento monolítico y de asegurar la transmisión de fuerzas entre ellos. Se admitirá usar anclas, fijadores o pernos adhesivos o de percusión (estos últimos son instalados mediante cargas explosivas de potencia controlada).

11.3.3 Reparación de elementos

11.3.3.1 Alcance

Cuando se requiera recuperar la capacidad original de un elemento será necesaria su reparación o restauración. Aquellos elementos dañados que adicionalmente serán reforzados deberán ser reparados antes.

Conviene hacer notar que el éxito de una reparación, por ejemplo de inyección de grietas depende, entre otros factores, de la magnitud del daño y de la calidad de la ejecución. Por tanto, se debe considerar en el análisis y en la evaluación, el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar para el modo de comportamiento, magnitud de daño y calidad de ejecución de la edificación.

11.3.3.2 Reemplazo de piezas, mortero, barras y concreto dañados

En elementos con daño severo y muy grave, puede ser necesario sustituir a los materiales dañados por materiales nuevos, previo apuntalamiento del elemento por reparar. Se deberá promover una buena adherencia entre los materiales existentes y los nuevos, así como pequeños cambios volumétricos debidos a la contracción por fraguado. Se usarán materiales del mismo tipo y con una resistencia al menos igual que la del material original.

11.3.3.3 Reparación de grietas

a) Inyección de fluidos

Se podrá recurrir a la inyección de resinas o fluidos a base de polímeros o cementos hidráulicos. No se admitirán inyecciones por el método de vacío.

Los fluidos a base de cementos hidráulicos (lechadas) deberán dosificarse de modo de asegurar que fluyan a través de grietas y vacíos, pero sin aumentar la segregación, sangrado y contracción plástica.

La viscosidad y tipo de la resina epóxica se determinarán en función del ancho de las grietas por obturar y de la absorción de las piezas.

Cuando las grietas tengan un ancho significativo (del orden de 5 mm), se podrán rellenar mediante pedazos de piezas, denominadas rajuelas. Las rajuelas deben acuñarse debidamente y deben pegarse con mortero tipo I.

En todos los casos, se debe retirar el acabado del muro cuando menos en los 300 mm adyacentes a la grieta.

b) Inserción de piezas metálicas

Se aceptará insertar placas, grapas, pernos u otros elementos metálicos que crucen las grietas. Los elementos metálicos deberán anclarse en la mampostería o en el concreto de modo que puedan desarrollar la fuerza de diseño. Los refuerzos deben dejarse cubiertos de mortero impermeable para protegerlos del intemperismo. Si esta técnica se aplica para reparar daño debido a sismo, se deberán tomar precauciones para evitar el pandeo de las grapas durante los ciclos de desplazamiento.

Se podrá insertar barras metálicas en perforaciones previamente realizadas en la mampostería y que se adhieren a ella mediante lechada que ha sido inyectada en los huecos. La perforación deberá realizarse con equipo que no dañe la mampostería. Las barras podrán ser presforzadas.

c) Aplanado sobre malla

Las grietas se podrán reparar por medio de bandas hechas de malla de alambre soldado, conectadas a la mampostería y recubiertas con un aplanado de mortero de algunos centímetros de espesor. Las bandas de malla se deberán anclar a la mampostería de modo que puedan alcanzar la fuerza de diseño.

11.3.3.4 Reparación de daños debidos a corrosión

Se deberá retirar el concreto o la mampostería agrietada y exponer totalmente las barras de refuerzo corroídas y sanas que estén dentro de la zona afectada. Para asegurar la adherencia entre los materiales nuevos, las barras de refuerzo y el concreto o mampostería viejos, se deberán limpiar las barras y las superficies del material existente. Si las barras corroídas han perdido más de un 25 por ciento de su sección transversal, se debe reemplazarlas o bien colocar barras suplementarias ancladas adecuadamente. El concreto o mampostería nueva que se coloque deberá tener una menor permeabilidad que la de los materiales existentes. Se deberá considerar la conveniencia de proteger de la corrosión al refuerzo expuesto a través de medidas activas o pasivas.

11.3.4 Refuerzo

11.3.4.1 Generalidades

Cuando se requiera modificar las capacidades resistente o de deformación de un elemento estructural, será necesario recurrir a su refuerzo. El refuerzo de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en el análisis estructural. Se debe revisar que la modificación de los elementos sujetos a refuerzo no produzca que los elementos no intervenidos alcancen prematuramente, estados límite de servicio o de falla, que puedan conducir a comportamientos desfavorables y no estables. El análisis estructural podrá efectuarse suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo, si el diseño y ejecución de las conexiones entre los materiales así lo aseguran.

11.3.4.2 Encamisado de elementos de concreto y de mampostería

Los elementos de concreto y de mampostería se pueden rehabilitar colocando mallas metálicas o plásticas recubiertas con mortero o bien, encamisando a los elementos con ferrocemento o con materiales plásticos adheridos con resinas.

En el diseño, detallado y construcción de encamisados con mortero o ferrocemento se aplicará lo indicado en las secciones 3.3.6.5, 5.4.4, y en el Capítulo 9.

Cuando el refuerzo de un elemento estructural se realice mediante encamisado con elementos hechos con fibras de materiales plásticos, deberá prepararse la superficie del elemento para que sea lisa y se deben retirar los recubrimientos que afecten la adherencia de los materiales plásticos y las resinas. Las aristas de los elementos deben redondearse para evitar la rotura de las fibras. Se debe garantizar la compatibilidad entre las resinas y fibras usadas. Se deberán recubrir con un material protector aquellos elementos que estén expuestos directamente a la radiación solar y que en su encamisado se hayan usado resinas degradables con los rayos ultravioleta.

11.3.4.3 Adición de elementos confinantes de concreto reforzado

Se pueden construir en aquellas edificaciones que no tengan castillos o dalas, o bien cuando los castillos o dalas no cumplan con los requisitos señalados en las secciones 3.3 y 5.1. En el diseño, detallado y construcción de los nuevos castillos y dalas se deberá seguir lo indicado en las secciones 3.3, 5.1 y el Capítulo 9. Se deberá anclar el refuerzo longitudinal de manera que alcance su esfuerzo de fluencia especificado.

11.3.4.4 Adición o retiro de muros

Será necesario adicionar o retirar muros cuando se requiera corregir irregularidades o defectos en la estructuración, reforzar la edificación en su conjunto o efectuar una modificación del proyecto original. En el diseño deberá cuidarse que la rigidez de los nuevos elementos sea compatible con la de la estructura original si se desea un trabajo conjunto. Requiere especial atención, el diseño de las conexiones entre los nuevos elementos y la estructura original. Asimismo, deberá revisarse la transmisión de las cargas a la cimentación, lo que frecuentemente puede llevar también a la necesidad de modificarla.

Si se colocan muros diafragma de mampostería se deberá cumplir con lo señalado en el Capítulo 4.

11.3.5 Construcción, supervisión y control de calidad

Los trabajos de rehabilitación deberán satisfacer las disposiciones del Capítulo 9. La inspección y control de calidad deben cumplir con lo señalado en el Capítulo 10.

APÉNDICE NORMATIVO A – CRITERIO DE ACEPTACIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS A BASE DE MAMPOSTERÍA DISEÑADOS POR SISMO

A.1 Definiciones

Distorsión

Rotación del eje vertical del muro bajo carga lateral, con respecto a la vertical. Se puede obtener dividiendo el desplazamiento lateral aplicado a nivel de losa, y medido a la mitad de la longitud del muro, entre la altura del entrepiso.

Espécimen

Estructura probada en el laboratorio que representa el arreglo común del refuerzo y condiciones de borde.

Resistencia

Máxima capacidad de carga en un ciclo o para una distorsión determinada. Puede ser medida o calculada.

Energía disipada equivalente

Cociente de la energía disipada del espécimen sometido a deformaciones laterales cíclicas reversibles y de la energía disipada ideal. Se calcula como el área contenida por la curva histerética para ese ciclo dividida entre el área circunscrita por los paralelogramos definidos por la rigidez del primer ciclo y la carga máxima del ciclo para el cual se calcula la energía disipada equivalente.

Rigidez de ciclo

Pendiente de la secante que une los puntos de máxima distorsión, en sentidos positivo y negativo, para un mismo ciclo.

A.2 Notación

H altura no restringida del muro, mm (cm)

R resistencia lateral calculada del espécimen, N (kg)

R_a resistencia lateral aproximada del espécimen, N (kg)

R_{máx} resistencia (carga lateral máxima) del espécimen medida en laboratorio, N (kg)

Δ desplazamiento lateral aplicado en la parte superior del espécimen y medido a la mitad de la longitud del muro, mm (cm)

λ factor de sobrerresistencia de las conexiones

θ distorsión

A.3 Alcance

En este apéndice se establece el criterio de aceptación de sistemas constructivos a base de muros de mampostería que sean diseñados para resistir las fuerzas inducidas por los sismos. La aceptación se apoya en evidencia experimental de su desempeño, así como en análisis matemáticos.

El comportamiento del sistema constructivo evaluado deberá ser, al menos, igual al exhibido por la mampostería diseñada y construida según las modalidades de estas Normas, y hecha con piezas macizas o huecas.

Se deberá establecer, mediante las pruebas de laboratorio de los especímenes, la resistencia a carga lateral, la capacidad de desplazamiento lateral, la capacidad de disipación de energía y la rigidez lateral.

El espécimen de prueba deberá mantener su integridad estructural y su capacidad de carga vertical a distorsiones al menos iguales a 0.006 para piezas macizas y 0.004 para piezas huecas.

A.4 Criterio de diseño de los especímenes

Antes de realizar las pruebas, se deberá contar con un proceso de diseño, en cuyo desarrollo se hayan incluido el comportamiento no lineal de los materiales, el efecto de conexiones y refuerzo, así como la influencia de las cargas cíclicas reversibles. Si el desarrollo del proceso requiere de pruebas preliminares, éstas no serán parte de las pruebas para aceptación objeto del Apéndice.

Los especímenes se diseñarán con este proceso de diseño. Se determinará la resistencia lateral calculada, R , a partir de las propiedades geométricas especificadas, de los esfuerzos especificados de fluencia del acero, de las resistencias especificadas de la mampostería y concreto (si aplica), de un análisis de compatibilidad de deformación y usando un factor de reducción unitario.

Se diseñarán los especímenes de manera tal que la resistencia lateral asociada a la falla de la conexión más débil sea λ veces la resistencia lateral aproximada del espécimen, R_a . El término conexión se refiere, por ejemplo, a la unión entre muros transversales u oblicuos, a la unión del espécimen con la cimentación y con sistemas de piso o techo, y a la unión entre elementos que proporcionan resistencia, rigidez o confinamiento, como es el caso de castillos en la mampostería confinada. El valor mínimo del factor de sobrerresistencia de las conexiones, λ , será 1.3.

La resistencia lateral aproximada del espécimen, R_a , se calculará usando el proceso de diseño del sistema, a partir de las propiedades geométricas y mecánicas reales (medidas), con un factor de reducción unitario, incluyendo, si aplica, los efectos de endurecimiento por deformación del acero.

A.5 Especímenes de pruebas

Se probará, al menos, un espécimen para cada configuración característica del refuerzo, o condiciones de borde.

Los especímenes se diseñarán y construirán a una escala que permita reproducir fielmente los fenómenos de transmisión de carga, en particular en las conexiones y bordes. La menor escala permitida será un medio.

Se deberán reproducir las condiciones de borde (restricciones a giros o desplazamientos) de la configuración estudiada.

A.6 Laboratorio

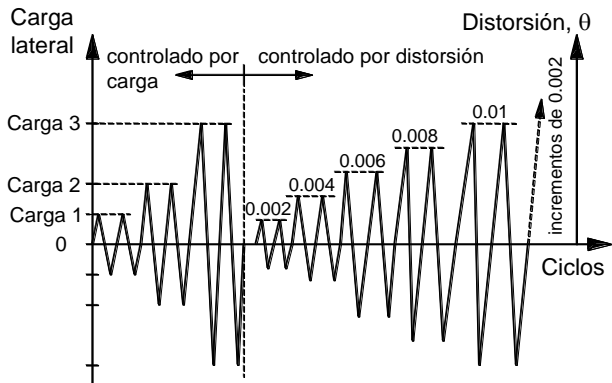
Las pruebas se llevarán a cabo en un laboratorio de reconocido prestigio y que cuente con equipos calibrados.

A.7 Protocolo de ensayo

Los especímenes serán probados bajo la serie de ciclos a deformación controlada de la figura A.1. Las pruebas se harán bajo una carga vertical constante que represente las acciones permanentes del Reglamento consistentes con el uso que se pretende dar al sistema constructivo, así como con la magnitud (número de niveles). Para cada distorsión se aplicarán dos ciclos. Los dos primeros pares de ciclos se aplicarán controlando por carga, y corresponderán a la cuarta parte y a la mitad de la menor de la carga calculada de agrietamiento inclinado del muro o de fluencia del refuerzo vertical. El tercer par de ciclos corresponderá al primer agrietamiento inclinado o a la primera fluencia del muro, lo que ocurra primero. A partir de ahí se aplicarán las distorsiones de la figura A.1 hasta alcanzar, al menos, una distorsión de 0.006 si se usan piezas macizas o de 0.004 si se usan piezas huecas.

La fuerza lateral cíclica alternada se aplicará de modo que su distribución sea sensiblemente uniforme a lo largo del muro. Se aceptará que la fuerza lateral se aplique en los extremos superiores opuestos del muro, según el semiciclo que se trate.

Durante los ensayos se llevará, al menos, un registro gráfico que defina la curva carga lateral–distorsión, uno fotográfico del espécimen al término de cada pareja de ciclos a misma distorsión y uno escrito con la fecha de prueba, operador y la información de los sucesos relevantes ocurridos durante el ensayo, tales como agrietamientos, desconchamientos, fracturas, ruidos, fugas de aceite, y otros.



Carga 1 = 0.25 veces la carga calculada de agrietamiento o fluencia
 Carga 2 = 0.5 veces la carga calculada de agrietamiento o fluencia
 Carga 3 = carga de agrietamiento o primera fluencia (experimental)

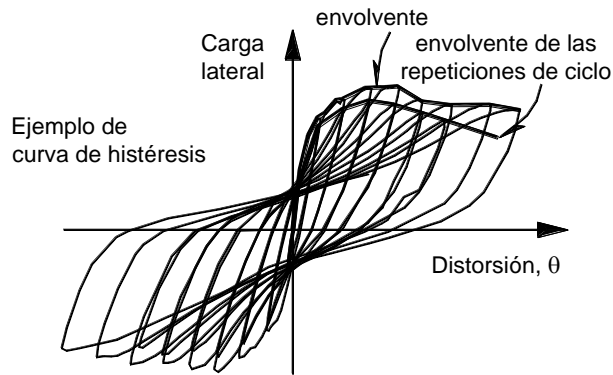


Figura A.1 Historia de carga y curva carga lateral-distorsión

A.8 Informe de pruebas

El informe de las pruebas deberá contener, como mínimo, lo siguiente:

A.8.1 Teoría usada para calcular la resistencia (con factor de reducción unitario) y el valor predicho. Si se espera más de un modo de falla, se deberán incluir las teorías y resistencias asociadas.

A.8.2 Detalles de los especímenes ensayados (dimensiones, cuantía y detallado de refuerzo), así como de la construcción. Se deberán incluir figuras claras e ilustrativas.

A.8.3 Propiedades de los materiales, tanto aquéllas especificadas en el diseño, como las medidas mediante probetas en el laboratorio.

A.8.4 Descripción del arreglo para aplicación de la carga, con fotos o figuras.

A.8.5 Tipo, localización y propósito de los sensores usados en la instrumentación. Se deberán incluir, si aplica, las características del sistema de captura de datos. Se presentarán fotos y figuras.

A.8.6 Gráfica de la historia de distorsiones aplicada al espécimen.

A.8.7 Descripción del desempeño observado durante los experimentos, con fotos del espécimen inmediatamente después de algún suceso relevante. Al menos se incluirán fotos correspondientes al primer agrietamiento inclinado, a la formación de un patrón estable de agrietamiento, a la distorsión asociada a la resistencia medida, a la distorsión asociada a una caída del 20 por ciento de la resistencia medida y al final de la prueba.

A.8.8 Gráfica de la curva carga lateral–distorsión.

A.8.9 Gráfica de la curva energía disipada equivalente–distorsión

A.8.10 Gráfica de la curva rigidez de ciclo–distorsión.

A.8.11 Fecha de la prueba, nombre del laboratorio, operadores y autores, supervisor (Corresponsable en Seguridad Estructural) y patrocinador.

A.9 Criterio de aceptación

Se considerará que el desempeño del espécimen es satisfactorio si se cumplen todos los criterios siguientes en ambos sentidos de comportamiento cíclico:

A.9.1 El espécimen alcanza una resistencia, $R_{m\acute{a}x}$, igual o superior a la calculada, R , para una distorsión menor o igual que 0.006 para piezas macizas y 0.004 para piezas huecas (fig. A.2).

A.9.2 La resistencia medida, $R_{m\acute{a}x}$, es menor que λR (fig. A.2), donde λ es el factor de sobrerresistencia para las conexiones descrito en la sección A.4.

A.9.3 Las características de la repetición del ciclo a una distorsión de 0.006 para piezas macizas y 0.004 para piezas huecas satisfacen que:

- a) La carga de la repetición sea al menos igual a $0.8R_{m\acute{a}x}$ en el mismo sentido de carga (fig. A.2).
- b) La energía disipada equivalente no sea menor que 0.15 (fig. A.3).

c) La rigidez de ciclo para la distorsión de 0.006 para piezas macizas y 0.004 para piezas huecas no sea menor de 0.1 y 0.05 veces la rigidez de ciclo, respectivamente, calculada a partir del primer ciclo aplicado en el experimento (fig. A.4).

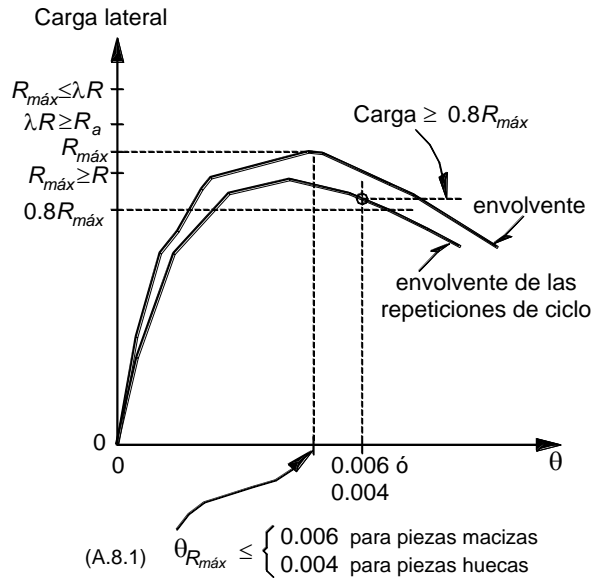
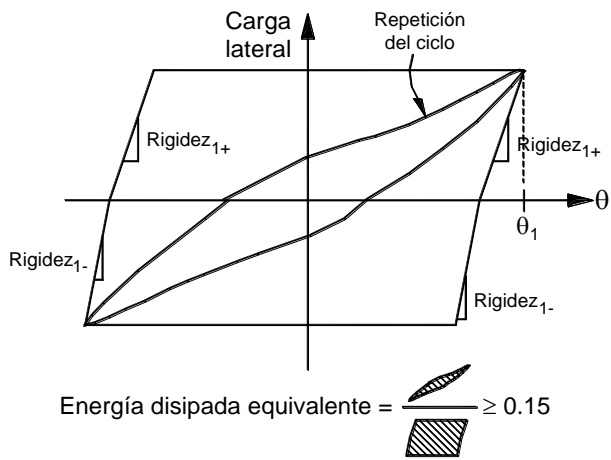


Figura A.2 Envolvente lateral-distorsión de la curva carga



$Rigidez_{1+}$ = rigidez del primer semi-ciclo positivo
 $Rigidez_{1-}$ = rigidez del primer semi-ciclo negativo

$$\theta_1 = \begin{cases} 0.006, & \text{para piezas macizas} \\ 0.004, & \text{para piezas huecas} \end{cases}$$

Figura A.3 Definición de energía disipada equivalente

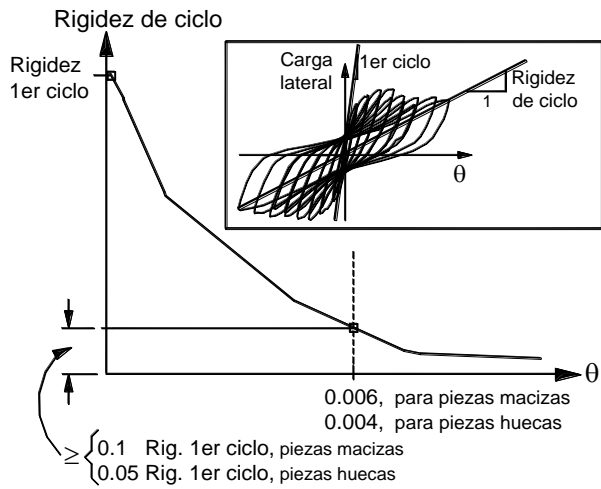


Figura A.4 Degradación de rigidez de ciclo

Si cualquiera de los especímenes no satisface lo indicado o la falla es en las conexiones, se considerará que el sistema constructivo no cumple con el criterio de aceptación.

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE ORDENAMIENTO
TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA EL DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA.**

TÍTULO VIII.

DEFINICIONES.

Columnas o postes

Elementos estructurales sometidos esencialmente a cargas de compresión y que actúan en forma aislada por tener gran separación entre sí.

Coníferas

También llamadas gimnospermas. Árboles de hoja perenne en forma de aguja con semillas alojadas en conos. Su madera está constituida esencialmente por un tipo de células denominadas traqueidas.

Contenido de humedad

Peso del agua en la madera expresada como un porcentaje del peso de la madera anhidra.

Contenido de humedad en equilibrio

Contenido de humedad que alcanza la madera en condiciones estables de humedad relativa y temperatura.

Cubierta

Duelas, tablas o placas de madera contrachapada que forman parte de sistemas de piso o techo y se apoyan sobre elementos de madera poco espaciados.

Chapa

Capa delgada de madera obtenida al desenrollar una troza en un torno especial o por rebanado de una troza.

Peso específico (Densidad)

Peso por unidad de volumen. En el caso de la madera debe especificarse el contenido de humedad al que se determinaron el peso y el volumen.

Peso específico básico (Densidad relativa o básica)

Peso anhidro de la madera dividido entre su volumen saturado ya que es la relación del peso específico de la madera y el peso específico del agua que es igual a la unidad en el sistema métrico.

Factor de modificación de resistencia

Factor que toma en cuenta el efecto que tiene sobre la resistencia alguna variable como la duración de carga, el contenido de humedad, el tamaño de la superficie de apoyo y otras.

Factor de resistencia

Factor, F_R , aplicado a la resistencia de un miembro o conexión que toma en cuenta la variabilidad de las dimensiones, las propiedades del material, la calidad de la mano de obra, el tipo de falla y la incertidumbre en la predicción de resistencia.

Fibra

Término utilizado para designar al conjunto de los elementos celulares constitutivos de la madera.

Forro

Sinónimo de cubierta.

Latifoliadas

También llamadas angiospermas. Árboles de hoja ancha que producen sus semillas dentro de frutos. Su madera está constituida por células denominadas vasos, fibras y parénquima.

Madera clasificada estructuralmente

Madera clasificada de acuerdo con la Norma Mexicana correspondiente: para madera de coníferas se aplica la norma NMX-C-239 y para el caso de madera de latifoliadas, la norma NMX-C-409-ONNCCE.

Madera contrachapada

Placa compuesta de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicular entre sí.

Madera húmeda

Madera aserrada cuyo contenido de humedad es mayor que 18 por ciento.

Madera seca

Madera aserrada con un contenido de humedad igual o menor que 18 por ciento.

Orientación de las fibras

Disposición de las fibras con respecto al eje longitudinal del tronco del árbol, cuya dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

Pies derechos

Piezas ligeras de sección rectangular que generalmente forman parte de sistemas de muros.

Sistema de carga compartida

Construcción compuesta de tres o más miembros esencialmente paralelos espaciados 610 mm o menos, centro a centro, de tal manera arreglados o conectados que comparten las cargas que actúan sobre el sistema. La resistencia de estos sistemas se modifica por el factor de modificación K_c .

Sistema de piso ligero

Construcción formada por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 810 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavada u otro material que proporcione una rigidez equivalente. A estos sistemas se les aplican cargas concentradas definidas en el Reglamento.

Valor especificado de resistencia

Resistencia básica especificada en esta Norma para el cálculo de la resistencia de diseño.

Valor modificado de resistencia

El producto del valor especificado de resistencia por el factor de resistencia y los factores de modificación de la resistencia.

Vigas

Elementos de madera sometidos a flexión que actúan en forma aislada por tener una separación grande y no estar unidos por un material de cubierta que les permita compartir la carga.

Viguetas

Elementos ligeros de madera sometidos a flexión y que están colocados a distancias cortas (menores que 1.22 m) entre sí, unidos por una cubierta de duelas, o madera contrachapada.

NOTACION.

A área total de la sección, mm² (cm²)

A₁ área efectiva de la sección transversal de las chapas en la dirección considerada, mm² (cm²)

A_a área de la superficie de apoyo por aplastamiento, mm² (cm²)

A_l superficie de apoyo de la pija igual a D l_p, mm² (cm²)

A_m área bruta del elemento principal, mm² (cm²)

A_n área neta del elemento igual a A_m menos el área proyectada del material eliminado para conectores o cualquier otro tipo de corte, mm² (cm²)

A_s suma de las áreas brutas de las piezas laterales, mm² (cm²)

b	ancho de la sección transversal, mm (cm)
C	factor para obtener los valores efectivos de propiedades geométricas de madera contrachapada (tabla A.1)
CH	contenido de humedad (sección 1.5)
C_k	factor de esbeltez crítico (sección 3.2.3.2)
C_m	factor de corrección por condición de apoyo para la determinación del momento amplificado (sección 3.3.5)
C_s	factor de esbeltez (sección 3.2.3.2)
D	diámetro del conector, mm (cm)
D_o	diámetro o lado de la rondana (tabla 6.3), mm (cm)
d	peralte de la sección, mm (cm)
d_e	peralte efectivo para determinación de la resistencia a cortante de un miembro con conectores (sección 6.1.2), mm (cm)
d_r	profundidad del recorte (sección 3.2.4.3), mm (cm)
$E_{0,05}$	módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil, MPa (kg/cm ²)
$E_{0,50}$	módulo de elasticidad promedio, MPa (kg/cm ²)
e_b	excentricidad por encorvadura, mm (cm)
e_r	longitud del recorte medido paralelamente a la viga desde el paño interior del apoyo más cercano hasta el extremo más alejado del recorte (sección 3.2.4.3), mm (cm)
F_R	factor de resistencia
f_{cu}	valor modificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{cu}'	valor especificado de esfuerzo en compresión paralelo a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{fu}	valor modificado de esfuerzo en flexión, MPa (kg/cm ²)
f_{fu}'	valor especificado de esfuerzo en flexión, MPa (kg/cm ²)
f_{nu}	valor modificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{nu}'	valor especificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{ru}	valor modificado de esfuerzo cortante en el plano de las chapas, MPa (kg/cm ²)
f_{ru}'	valor especificado de esfuerzo cortante en el plano de las chapas, MPa (kg/cm ²)
f_{tu}	valor modificado de esfuerzo en tensión paralela a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{tu}'	valor especificado de esfuerzo en tensión paralelo a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{vgu}	valor modificado de esfuerzo cortante a través del grosor, MPa (kg/cm ²)
f_{vgu}'	valor especificado de esfuerzo cortante a través del grosor, MPa (kg/cm ²)
f_{vu}	valor modificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, MPa (kg/cm ²)
f_{vu}'	valor especificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, MPa (kg/cm ²)
$G_{0,50}$	módulo de rigidez promedio, MPa (kg/cm ²)
I	momento de inercia de la sección, mm ⁴ (cm ⁴)
I_l	momento de inercia efectivo en la dirección considerada, mm ⁴ (cm ⁴)
J_a	factor de modificación para clavos lanceros
J_d	factor de modificación por duración de carga para uniones
J_{di}	factor de modificación para clavos para diafragmas
J_{dp}	factor de modificación por doblado de la punta en clavos
J_g	factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas
J_{gc}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en clavos
J_{gp}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en pijas
J_h	factor de modificación por contenido de humedad para uniones
J_m	factor de modificación por momento en los apoyos de las armaduras
J_n	factor de modificación por carga perpendicular a la fibra en pijas

J_p factor de modificación para clavos hincados paralelamente a la fibra
 K_a factor de modificación por tamaño de la superficie de apoyo
 K_c factor de modificación por compartición de carga para sistemas de piso
 K_{cl} factor de modificación por clasificación para madera maciza de coníferas
 K_d factor de modificación por duración de carga para dimensionamiento de secciones
 K_h factor de modificación por contenido de humedad para dimensionamiento de secciones
 K_p factor de modificación por peralte
 K_r factor de modificación por recorte
 K_v factor de modificación por condición de apoyo o compartición de carga en cortante
 k factor para determinar la longitud efectiva de columnas (sección 3.3.3.2)
 L longitud del claro, mm (cm)
 L_e longitud efectiva de pandeo, mm (cm)
 L_u longitud sin soporte lateral para columnas y vigas, mm (cm)
 l longitud del clavo, mm (cm)
 l_p longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta, mm (cm)
 M_1, M_2 momentos actuantes en los extremos de columnas, N-mm (kg-cm)
 M_c momento amplificado que corresponde a la carga axial actuando conjuntamente con M_o , N-mm (kg-cm)
 M_o máximo momento sin amplificar que actúa sobre el miembro, N-mm (kg-cm)
 M_P resistencia a flexión de diseño por cargas perpendiculares al plano de una placa de madera contrachapada, N-mm (kg-cm)
 M_Q resistencia de diseño de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano, N-mm (kg-cm)
 M_R resistencia de diseño de miembros sujetos a flexión, N-mm (kg-cm)
 M_u momento último actuante de diseño en miembros sujetos a cargas transversales, N-mm (kg-cm)
 M_{xR} resistencia de diseño a momento respecto al eje X, N-mm (kg-cm)
 M_{xu} momento último actuante de diseño respecto al eje X, N-mm (kg-cm)
 M_{xua} momento amplificado respecto al eje X, N-mm (kg-cm)
 M_{yR} resistencia de diseño a momento respecto al eje Y, N-mm (kg-cm)
 M_{yu} momento último actuante de diseño respecto al eje Y, N-mm (kg-cm)
 M_{yua} momento amplificado respecto al eje Y, N-mm (kg-cm)
 N_R resistencia de diseño de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra o normal al plano de placas contrachapadas, N (kg)
 N_{ru} resistencia lateral de diseño de una unión, N (kg)
 $N_{R\theta}$ resistencia a compresión de diseño sobre un plano con un ángulo θ respecto a las fibras, N (kg)
 N_u resistencia lateral modificada por elemento de unión, N (kg)
 N_u' resistencia lateral especificada por elemento de unión, N (kg)
 n número de elementos de unión
 n_p número de planos de cortante
 P_{cr} carga crítica de pandeo (sección 3.3.5), N (kg)
 P_{pu} resistencia lateral modificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra, N (kg)
 P_{pu}' resistencia especificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra, N (kg)
 P_R resistencia a compresión de diseño de un elemento, N (kg)
 P_{re} resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra (sección 6.3.5.1), N (kg)

P_{ru}	resistencia lateral de diseño de una unión para cargas paralelas a la fibra, N (kg)
P_u	carga axial última de diseño que actúa sobre un elemento, N (kg)
Q	factor de comportamiento sísmico
Q_{pu}	resistencia modificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, N (kg)
Q_{pu}'	resistencia especificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, N (kg)
Q_{ru}	resistencia lateral de diseño para cargas perpendiculares a la fibra, N (kg)
r	radio de giro mínimo de la sección, mm (cm)
S	módulo de sección, mm ³ (cm ³)
S_1	módulo de sección efectivo en la dirección considerada, mm ³ (cm ³)
T_R	resistencia de diseño a tensión de un miembro, N (kg)
T_u	carga de tensión última actuando sobre el elemento, N (kg)
t	grosor neto de la placa de madera contrachapada, mm (cm)
t_1	grosor de la pieza lateral del lado de la cabeza del elemento de unión, mm (cm)
t_e	grosor efectivo de la placa de madera contrachapada, mm (cm)
t_o	grosor de la rondana, mm (cm)
V_R	resistencia a cortante de diseño, N (kg)
V_{R1}	resistencia a cortante de diseño en el plano de las chapas para madera contrachapada sujeta a flexión, N (kg)
V_{R2}	resistencia a cortante de diseño a través del grosor en placas de madera contrachapada, N (kg)
Y_e	resistencia en extracción modificada para pijas, MPa (kg/cm ²)
Y_e'	resistencia en extracción especificada para pijas, MPa (kg/cm ²)
Y_u	resistencia lateral modificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, MPa (kg/cm ²)
Y_u'	resistencia lateral especificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, MPa (kg/cm ²)
γ	densidad relativa igual a peso anhidro / volumen verde
δ	factor de amplificación de momentos en elementos a flexocompresión
θ	ángulo formado entre la dirección de la carga y la dirección de la fibra
ϕ	factor de estabilidad lateral en vigas (sección 3.2.3)

CAPÍTULO 1. CONSIDERACIONES GENERALES.

1.1 Alcance

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ , sea igual o superior a 0.30, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en coníferas y latifoliadas. Las latifoliadas se subdividen en los cuatro grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo

de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$ para madera seca, cuyo contenido de humedad es igual o menor que 18 por ciento.

Tabla 1.1 Grupos de maderas latifoliadas

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$	
	MPa	(kg/cm ²)
Grupo I	mayor que 11 800	(mayor que 120 000)
Grupo II	8 800 a 11 700	(90 000 a 119 000)
Grupo III	7 360 a 8 730	(75 000 a 89 000)
Grupo IV	4 400 a 7 260	(45 000 a 74 000)

El valor de $E_{0.05}$ deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Los proyectos de elementos estructurales a base de madera no cubiertos por estas Normas, tales como la madera laminada encolada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por la Administración.

1.2 Unidades

Las disposiciones de estas Normas se presentan en unidades del sistema internacional, y entre paréntesis en sistema métrico (cuyas unidades básicas son metro, kilogramo fuerza y segundo).

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

1.3 Clasificación estructural

Para que sean aplicables los valores de diseño propuestos en estas Normas, las maderas de coníferas deberán clasificarse de acuerdo con la norma NMX-C-239 (ref. 1) "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales", la cual establece dos clases de madera estructural, A y B. Las maderas de latifoliadas deberán clasificarse de acuerdo con la norma MNX-C-409-ONNCCE (ref. 2).

Otros métodos de clasificación deberán ser aprobados por la Administración.

1.4 Dimensiones

Para efectos de dimensionamiento se utilizarán con preferencia las secciones especificadas en la norma NMX-C-224-ONNCCE (ref. 3) "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción". Para piezas con

dimensiones mayores que las cubiertas en la norma citada y, en general, para secciones que no se ajusten a ellas deberá utilizarse la sección real en condición seca.

1.5 Contenido de humedad

El contenido de humedad, CH, se define como el peso original menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera seca a la que tiene un contenido de humedad igual o menor que 18 por ciento, y húmeda, a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor. El valor máximo admisible se limita a 50 por ciento.

1.6 Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas

Para el diseño de cubiertas se considerarán como anchos, b , de la sección que soporta las cargas vivas concentradas indicadas en la sección 1.7, los valores de la tabla 1.2, tanto para el cálculo de resistencia como de deflexión.

Tabla 1.2 Anchos, b , para soporte de cargas concentradas en cubiertas

Condición	b
Duelas a tope ¹	Ancho de una duela
Duelas machihembradas ²	$2 \times$ ancho de una duela + 150 mm, pero no más de 450 mm
Madera contrachapada ³	610 mm

¹ Grosor mínimo 19 mm;

² Grosor mínimo 13 mm;

³ Grosor mínimo 9 mm.

1.7 Cargas vivas concentradas para diseño de pisos de madera

Para el diseño de pisos ligeros de madera se deberán tomar en consideración las disposiciones señaladas en la sección 6.1.2 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, con las siguientes observaciones relacionadas a las cargas vivas concentradas:

- a) En el caso de sistemas de piso ligeros de madera con cubierta rigidizante destinados a habitación (inciso (a) de la tabla 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones) se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable una carga concentrada de 1.3 kN (130 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.
- b) Se considerarán sistemas de piso ligeros de madera aquellos formados por tres o más miembros a base de madera aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavada u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

- c) En el caso de sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante definidos como en la nota anterior, destinados a oficinas, despachos y laboratorios (inciso (b) de la tabla 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones) se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2 kN (200 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg) para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

2.1 Métodos de diseño

El diseño de elementos de madera y de los dispositivos de unión requeridos para formar estructuras se llevará a cabo según los criterios de estados límite establecidos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, que fija los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad y comportamiento en condiciones de servicio.

El diseño podrá efectuarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales.

En el diseño por métodos analíticos las acciones internas se determinarán considerando que los elementos estructurales y las estructuras tienen un comportamiento lineal elástico.

2.2 Valores especificados de resistencias y rigideces

La tabla 2.1 proporciona valores especificados de resistencia y rigidez para madera de coníferas, para las clases estructurales A y B. La tabla 2.2 establece valores especificados para los cuatro grupos de maderas de latifoliadas. La tabla 2.3 contiene valores especificados de resistencia y rigidez para madera contrachapada de especies de coníferas. Los valores de las tablas corresponden a condición seca.

Tabla 2.1 Valores especificados de resistencias y de módulos de elasticidad de especies coníferas, MPa (kg/cm²)

	Valores especificados de elasticidad	Clase	
		A	B
Flexión	f_{tu}'	15.2 (155)	9.8 (100)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	11.3 (115)	6.9 (70)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	11.8 (120)	9.3 (95)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	3.9 (40)	3.9 (40)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	1.18 (12)	1.18 (12)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	9 810 (100 000)	7 848 (80 000)

Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil $E_{0.05}$ 6 376 (65 000) 4 905 (50 000)

Tabla 2.2 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies latifoliadas, MPa (kg/cm²)

		Grupo			
		I	II	III	IV
Flexión	f_{fu}'	30.4 (310)	22.6 (230)	15.7 (160)	7.8 (80)
Tensión paralela a la fibra	f_{tu}'	20.1 (205)	15.7 (160)	10.8 (110)	5.4 (55)
Compresión paralela a la fibra	f_{cu}'	22.1 (225)	16.7 (170)	12.3 (125)	5.9 (60)
Compresión perpendicular a la fibra	f_{nu}'	7.4 (75)	5.4 (55)	3.9 (40)	2 (20)
Cortante paralelo a la fibra	f_{vu}'	2.5 (25)	2 (20)	1.5 (15)	1 (10)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	16 680 (170 000)	11 770 (120 000)	8 830 (90 000)	6 870 (70 000)
Módulo de elasticidad correspondiente al 5º percentil	$E_{0.05}$	11 770 (120 000)	8 830 (90 000)	7 360 (75 000)	4 400 (45 000)

Tabla 2.3 Valores especificados de resistencias, módulo de elasticidad y módulo de rigidez de madera contrachapada de especies coníferas, MPa (kg/cm²)

Flexión	f_{fu}'	16.7 (170)
Tensión	f_{tu}'	14.7 (150)
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	f_{tu}'	8.8 (90)
Compresión		

En el plano de las chapas	f_{cu}'	15.7 (160)
Perpendicular al plano de la chapas	f_{nu}'	25 (25)
Cortante		
A través del grosor	f_{gvu}'	25 (25)
En el plano de las chapas	f_{ru}'	1 (10)
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	10 800 (110 000)
Módulo de rigidez promedio	$G_{0.50}$	490 (5 000)

2.3 Factores de resistencia

La tabla 2.4 indica los factores de resistencia, F_R , para madera maciza y madera contrachapada. Los factores de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

Tabla 2.4 Factores de resistencia para madera maciza y madera contrachapada, F_R

Acción	Producto	
	Madera maciza	Madera contrachapada
Flexión	0.8	0.8
Tensión paralela	0.7	0.7
Compresión paralela y en el plano de las chapas	0.7	0.7
Compresión perpendicular	0.9	0.9
Cortante paralelo, a través del espesor y en el plano de las chapas	0.7	0.7

2.4 Valores modificados de resistencias y rigideces

En los cálculos de las resistencias y deformaciones de diseño de los miembros o uniones se tomará como resistencia o módulo de elasticidad del material o el elemento de unión el valor modificado que resulta de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según las secciones 2.4.1 y 2.4.2.

2.4.1 Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada

K_h factor por contenido de humedad (tabla 2.5).

- K_d factor por duración de carga (tabla 2.6).
- K_c factor por compartición de carga igual a 1.15. Aplicable en sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 610 mm centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente.
- K_p factor por peralte (tabla 2.7). Aplicable a secciones que tengan un peralte d , menor o igual a 140 mm.
- K_{cl} factor por clasificación (madera maciza de coníferas únicamente) (tabla 2.8).
- K_v factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante (sección 3.2.4.2).
- K_r factor por recorte (sección 3.2.4.3).
- K_a factor por tamaño de la superficie de apoyo (tabla 2.9).

Tabla 2.5 Factores de modificación por contenido de humedad, K_h (aplicables cuando $CH \geq 18\%$)

Concepto	K_h
a) Madera maciza de coníferas	
Flexión y tensión paralela a la fibra	1.00
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.70
Módulo de elasticidad	1.00
b) Madera maciza de latifoliadas	
Flexión y tensión paralela a la fibra	1.00
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante paralelo a la fibra	0.85
Módulo de elasticidad	1.00
c) Madera contrachapada	
Flexión, tensión, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Compresión paralela y perpendicular a la cara,	0.60
Módulos de elasticidad y rigidez	0.85

2.4.2 Factores de modificación para uniones

- J_h factor por contenido de humedad (tabla 2.10).
- J_g factor por hilera de elementos para pernos y pijas (tabla 2.11).
- J_d factor por duración de carga (tabla 2.12).
- J_{gp} factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (tabla 2.13).
- J_{di} factor para clavos para diafragmas igual a 1.3.
- J_{gc} factor por grosor de piezas laterales en clavos (tabla 2.14).

J_a factor para clavos lanceros (tabla 2.15).

J_p factor para clavos hincados paralelamente a la fibra igual a 0.6.

J_n factor por carga perpendicular a la fibra en pijas (tabla 2.16).

J_{dp} factor por doblado de la punta en clavos (tabla 2.17).

Tabla 2.6 Factores de modificación por duración de carga (aplicables para madera maciza y madera contrachapada)¹, K_d

Condición de carga	K_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo, y carga muerta más carga viva en techos (pendiente \geq 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

¹ No son aplicables a los módulos de elasticidad.

Tabla 2.7 Factores de modificación por peralte, K_p , aplicables a secciones que tengan un peralte, $d \leq 140$ mm

Concepto	K_p
Flexión	1.25
Tensión y compresión paralelas a la fibra	1.15
Compresión perpendicular a la fibra	1.00
Cortante paralelo a la fibra	1.50
Módulo de elasticidad	1.10

Tabla 2.8 Factores de modificación por clasificación para madera maciza de coníferas¹, K_{c1}

Regla de clasificación (Según NMX-C-239)	K_{c1}
a) Para valores especificados de resistencia	
Regla general ²	0.80
Reglas especiales ³	1.00
Regla industrial ⁴	1.25
b) Para valores de módulo de elasticidad	
Regla general ²	0.90
Reglas especiales ³	1.00
Regla industrial ⁴	1.15

- 1 Usar siempre $K_{c1} = 1.0$ para madera de latifoliadas;
- 2 Aplicable a cualquier sección transversal especificada en la ref. 3;
- 3 Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm de grosor y las de 87× 87 mm y 87× 190 mm, únicamente cuando se utilicen de canto;
- 4 Aplicable a secciones transversales de 38 mm de grosor únicamente cuando se utilicen de canto.

Tabla 2.9 Factores de modificación por tamaño de la superficie de apoyo¹, K_a

Longitud de apoyo o diámetro de rondana, K_a mm	
15 o menor	1.80
25	1.40
40	1.25
50	1.20
75	1.15
100	1.10
150 o mayor	1.00

¹ Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 80 mm del extremo del miembro.

2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera

De acuerdo con el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, podrán utilizarse los siguientes valores de Q para estructuras cuya resistencia a fuerzas horizontales sea suministrada por sistemas estructurales a base de elementos de madera:

- a) $Q = 3.0$ para diafragmas construido con madera contrachapada, diseñados de acuerdo con lo indicado en los Capítulos 4 y 6 de estas Normas;
- b) $Q = 2.0$ para diafragmas construido con duelas inclinadas y para sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza; y
- c) $Q = 1.5$ para marcos y armaduras de madera maciza.

Tabla 2.10 Factor de modificación por contenido de humedad en uniones, J_h

Condición de la madera cuando se fabrica la junta	Seca		Húmeda	
	$CH \leq 18 \%$		$CH > 18 \%$	
Condición de servicio	Seca	Húmeda	Seca	Húmeda

Pernos y pijas

Compresión paralela a la fibra	1.0	0.67	1.0	0.67
Compresión perpendicular y en pijas extracción	1.0	0.67	0.4	0.27
Clavos	1.0	0.67	0.8	0.67

Tabla 2.11 Factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas¹, J_g

a) Para piezas laterales de madera										
Relación de áreas ²	La menor de A_m o A_s , mm ² (cm ²)			Número de conectores de una hilera						
				2	3	4	5	6	7	8
0.5	8 000	(80)		1.00	0.92	0.84	0.76	0.68	0.61	0.55
	8 000 a 18 000	(80 a 180)		1.00	0.95	0.88	0.82	0.75	0.68	0.62
	18 000 a 42 000	(180 a 420)		1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.83	0.79
	mayor 42 000	que (mayor 420)	que	1.00	1.00	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85
1.0	8 000	(80)		1.00	0.97	0.92	0.85	0.78	0.71	0.65
	8 000 a 18 000	(80 a 180)		1.00	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72
	18 000 a 42 000	(180 a 420)		1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.89	0.85
	mayor 42 000	que (mayor 420)	que	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.93	0.91
b) Para piezas laterales metálicas										
	A_m , mm ² (cm ²)			2	3	4	5	6	7	8
	16 000 a 26 000	(160 a 260)		1.00	0.94	0.87	0.80	0.73	0.67	0.61
	26 000 a 42 000	(260 a 420)		1.00	0.95	0.89	0.82	0.75	0.69	0.63
	42 000 a 76 000	(420 a 760)		1.00	0.97	0.93	0.88	0.82	0.77	0.71
	76 000 a 130 000	(760 a 1 300)		1.00	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81
	mayor 130 000	que (mayor 1 300)	que	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87

¹ Interpolar para valores intermedios;

² Relación de áreas A_m/A_s o A_s/A_m , la que resulte menor, donde:

A_m Área bruta del miembro principal; y

A_s Suma de las áreas brutas de los miembros laterales.

Tabla 2.12
de carga en uniones, J_d

Factor de modificación	por duración
Condición de carga	J_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5 %)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo y carga muerta más carga viva en techos (pendiente \geq 5 %)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

Tabla 2.13 Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera y metálicas para pernos y pijas, J_{gp}

Para piezas laterales de $\geq 3.5D$	1.00
madera en pijas ¹	2.0D 0.60
Para piezas metálicas en pernos y pijas	1.50

¹ Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal; donde D es el diámetro de la pija.

Tabla 2.14 Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera para clavos, J_{gc}

Grosor de la pieza lateral ¹	J_{gc}
$l/3$	1.00
$l/6$	0.50

¹ Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal; donde l es la longitud del clavo.

Tabla 2.15 Factor de modificación para clavos lanceros, J_a

Condición de carga	J_a
Clavo lancero	0.80
Clavo normal	1.00

Tabla 2.16 Factor de modificación por carga lateral perpendicular a las fibras para pijas, J_n

Diámetro de la pija, mm	J_n
6.4	0.97
9.5	0.76
12.7	0.65
15.9	0.60
19.1	0.55
22.2	0.52
25.4	0.50

Tabla 2.17 Factor de modificación por doblado de la punta de clavos, J_{dp}

Condición	J_{dp}
Cortante simple	1.6
Cortante doble ¹	2.0

¹ Las piezas laterales deberán tener un grosor cuando menos igual a la mitad del grosor de la pieza central.

Para estructuras de madera del grupo B podrá utilizarse el método simplificado de análisis indicado en el Capítulo 7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con los coeficientes sísmicos reducidos de la tabla 7.1 tomando los valores correspondientes a muros de piezas macizas para los diafragmas construidos con madera contrachapada y los correspondientes a muros de piezas huecas para los diafragmas construidos con duelas inclinadas y para los sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza. Para el caso de marcos y armaduras de madera maciza, deberá utilizarse el análisis estático (Capítulo 8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo).

2.6 Encharcamiento en techos planos

Cada porción del techo deberá diseñarse para sostener el peso del agua de lluvia que pudiera acumularse sobre ella si el sistema de drenaje estuviera bloqueado.

3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA

3.1 Miembros en tensión

La resistencia de diseño, T_R , de miembros sujetos a tensión paralela a la fibra se obtendrá por medio de la expresión

$$T_R = F_R f_{tu} A_n \quad (3.1)$$

donde

$f_{tu} = f_{tu}' K_h K_d K_c K_p K_{cl}$; (secciones 2.4 y 2.4.1);

A_n área neta; y

F_R factor de resistencia que se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

El área neta se define como la que resulta de deducir de la sección bruta el área proyectada del material eliminado para taladros o para otros fines. En miembros con taladros en tresbolillo para pernos o pijas se considerarán en la sección crítica analizada los taladros adyacentes cuya separación sea, igual o menor que ocho diámetros.

3.2 Miembros bajo cargas transversales

3.2.1 Requisitos generales

3.2.1.1 Claro de cálculo

Para vigas simplemente apoyadas el claro de cálculo se tomará como la distancia entre los paños de los apoyos más la mitad de la longitud requerida en cada apoyo para que no se exceda la resistencia al aplastamiento definida en la sección 3.5.1. En vigas continuas, el claro de cálculo se medirá desde los centros de los apoyos continuos.

3.2.1.2 Recortes

Se permiten recortes, rebajes o ranuras siempre que su profundidad no exceda de un cuarto del peralte del miembro en los apoyos ni de un sexto del peralte en las porciones alejadas de los apoyos y que queden fuera del tercio medio. La longitud de recortes alejados de los apoyos se limita a un tercio del peralte.

3.2.2 Resistencia a flexión

La resistencia de diseño, M_R , de miembros sujetos a flexión se obtendrá por medio de la expresión

$$M_R = F_R f_{fu} S \phi \quad (3.2)$$

donde

$f_{fu} = f_{fu}' K_h K_d K_c K_p K_{cl}$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

S módulo de sección;

ϕ factor de estabilidad lateral según la sección 3.2.3; y
 F_R se tomará igual a 0.8 (tabla 2.4).

3.2.3 Estabilidad lateral

3.2.3.1 Requisitos generales

Para vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos, el factor de estabilidad lateral, ϕ , podrá tomarse igual a la unidad, si la relación entre el peralte y el grosor de la viga no excede de 1.0. Cuando dicha relación es mayor que 1.0 deberá proporcionarse soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de los extremos de la viga; el valor de ϕ se determinará de acuerdo con la sección 3.2.3.2, excepto en los casos en que se cumplan las condiciones dadas en la tabla 3.1, cuando puede tomarse la unidad como valor de ϕ . Las reglas de las secciones siguientes son aplicables a miembros sujetos tanto a flexión simple como a flexocompresión.

3.2.3.2 Cálculo del factor de estabilidad lateral, ϕ

a) Longitud sin soporte lateral, L_u

Cuando no existan soportes laterales intermedios, la longitud sin soportes laterales, L_u , se tomará como la distancia centro a centro entre apoyos; en voladizos, se tomará como su longitud.

Cuando existan viguetas perpendiculares a la viga, conectadas a ésta de manera que impidan el desplazamiento lateral de la cara de compresión, L_u , se tomará como el espaciamiento máximo entre viguetas.

Cuando la cara de compresión de la viga esté soportada en toda su longitud de manera que los desplazamientos laterales queden impedidos, L_u podrá tomarse igual a cero. Para poder considerar que la cubierta proporciona suficiente restricción lateral deberá estar firmemente unida a la viga y a los miembros periféricos de manera que se forme un diafragma rígido.

Tabla 3.1 Relaciones d/b máximas admisibles para las cuales puede tomarse $\phi = 1$

Condición de soporte lateral ¹	Relación máxima d/b
a) Cuando no existan soportes laterales intermedios	4.0
b) Cuando el miembro se mantenga soportado lateralmente por la presencia de cuando menos una vigueta o tirante al centro del claro	5.0
c) Cuando la cara de compresión del miembro se mantenga soportada lateralmente por medio de una	6.5

cubierta de madera contrachapada o duela, o por medio de viguetas con espaciamiento ≤ 610 mm

- d) Cuando se cumplan las condiciones del inciso c, y además exista bloqueo o arrostramiento lateral a distancias no superiores a 8 d 7.5
- e) Cuando la cara de compresión como la de tensión se mantenga eficazmente soportada lateralmente 9.0

¹ En todos los casos deberá existir soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de la viga.

b) Factor de esbeltez, C_s

El factor de esbeltez, C_s , se determinará con la expresión

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u d}{b^2}} \quad (3.3)$$

c) Determinación del factor de estabilidad lateral, ϕ

El valor del factor de estabilidad lateral, ϕ , se determinará como sigue:

- 1) Cuando $C_s \leq 6$, el valor de ϕ se tomará igual a la unidad.
- 2) Cuando $6 < C_s \leq C_k$, el valor de ϕ se determinará con la expresión

$$\phi = 1 - 0.3 \left(\frac{C_s}{C_k} \right)^4 \quad (3.4)$$

donde

$$C_k = \sqrt{\frac{E_{0.05}}{f_{fu}}} \quad (3.5)$$

- 3) Cuando $C_s > C_k$ el valor de ϕ se determinará con la expresión

$$\phi = 0.7 \left(\frac{C_k}{C_s} \right)^2 \quad (3.6)$$

No se admitirán vigas cuyo factor de esbeltez, C_s , sea superior a 30.

3.2.4 Resistencia a cortante

3.2.4.1 Sección crítica

La sección crítica para cortante de vigas se tomará a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga.

3.2.4.2 Resistencia a cortante de diseño

La resistencia a cortante de diseño, V_R , en las secciones críticas de vigas se obtendrá por medio de la expresión

$$V_R = \frac{F_R f_{vu} b d}{1.5} \quad (3.7)$$

donde

$f_{vu} = f_{vu}' K_h K_d K_c K_r K_v$ (secciones 2.4 y 2.4.1); y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

Podrá considerarse $K_v = 2$ en los siguientes casos:

- En las secciones críticas de apoyos continuos; y
- En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga.

En todos los demás casos $K_v = 1.0$.

3.2.4.3 Factor de recorte, K_r

El factor de recorte, K_r , se calculará de acuerdo con las siguientes expresiones:

- Recorte en el apoyo en la cara de tensión

$$K_r = \left(1 - \frac{d_r}{d}\right)^2 \quad (3.8)$$

- Recorte en el apoyo en la cara de compresión y $e_r \geq d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r}{d} \quad (3.9)$$

- Recorte en el apoyo en la cara de compresión cuando $e_r < d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r e_r}{d(d - d_r)} \quad (3.10)$$

3.3 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión

3.3.1 Requisito general

Toda columna deberá dimensionarse como miembro sujeto a flexocompresión independientemente de que el análisis no haya indicado la presencia de momento.

3.3.2 Resistencia a carga axial

La resistencia a compresión de diseño, P_R , que deberá usarse en las fórmulas de interacción de las secciones 3.3.4 y 3.4.2 se obtendrá por medio de la expresión

$$P_R = F_R f_{cu} A \quad (3.11)$$

donde

$f_{cu} = f_{cu}' K_h K_d K_c K_p K_{cl}$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

A área de la sección; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

3.3.3 Efectos de esbeltez

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta a través de la amplificación de momentos de acuerdo con lo previsto en la sección 3.3.5. En el caso de columnas compuestas de dos o más elementos, la esbeltez se considerará de manera independiente para cada elemento a no ser que se prevea un dispositivo que una los extremos de los elementos rígidamente y espaciadores adecuados.

3.3.3.1 Longitud sin soporte lateral

La longitud sin soporte lateral, L_u , de miembros bajo compresión se tomará como la distancia centro a centro entre soportes laterales capaces de proporcionar una fuerza de restricción lateral por lo menos igual al cuatro por ciento de la carga axial sobre el miembro. Esta fuerza también deberá ser suficiente para resistir los efectos de los momentos en los extremos y las cargas laterales que pudieran existir.

3.3.3.2 Longitud efectiva

Los miembros en compresión se dimensionarán considerando una longitud efectiva, $L_e = k L_u$. Para miembros bajo compresión arriostrados contra desplazamientos laterales se tomará $k = 1.0$, salvo que se justifique un valor menor. Para miembros en compresión sin arriostramiento contra desplazamientos laterales, k se determinará por medio de un análisis.

3.3.3.3 Limitaciones

a) Para miembros no arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si

$$\frac{k L_u}{r} \leq 40$$

donde r es el radio de giro mínimo de la sección.

b) Para miembros arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si

$$\frac{k L_u}{r} \leq 60 - 20 \frac{M_1}{M_2}$$

donde

M_1, M_2 momentos actuantes en los extremos multiplicados por el factor de carga apropiado;

M_1 momento menor y se considera negativo cuando M_1 y M_2 producen curvatura doble; y

M_2 momento mayor y siempre se considera positivo.

c) No se admiten valores de $k L_u / r$ superiores a 120.

3.3.4 Fórmula de interacción para flexión uniaxial

Los miembros sujetos a compresión y flexión uniaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_c}{M_R} \leq 1 \quad (3.12)$$

donde

M_c momento amplificado que se aplicará para diseño con la carga axial P_u ; y

P_u carga axial última de diseño que actúa sobre el elemento y es igual a la carga de servicio multiplicada por el factor de carga apropiado.

3.3.5 Determinación del momento amplificado en miembros restringidos lateralmente

El valor de M_c se determinará por medio del siguiente procedimiento:

$$M_c = \delta M_o \geq M_2 \quad (3.13)$$

donde

M_o máximo momento sin amplificar que actúa sobre el miembro en compresión y es igual al momento de servicio multiplicado por el factor de carga apropiado; y

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{cr}}} \quad (3.14)$$

El valor de la carga crítica de pandeo P_{cr} se obtendrá con la expresión

$$P_{cr} = F_R \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{(k L_u)^2} K_p K_{cl} \quad (3.15)$$

donde

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

Para miembros restringidos contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos, el valor de C_m podrá tomarse igual a

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3.16)$$

donde M_1 y M_2 tienen el mismo significado que en la sección 3.3.3.3.

Para otros casos tómesese $C_m = 1.0$.

3.3.6 Momentos en los extremos

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para una excentricidad en cada extremo igual al mayor de los siguientes valores

- La correspondiente al máximo momento asociado a la carga axial; o
- 0.05 de la dimensión del miembro paralela al plano de flexión considerado. Se supone que esta excentricidad ocasiona flexión uniaxial y curvatura simple únicamente.

3.3.7 Momentos debidos a encorvadura

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para una excentricidad

$$e_b = \frac{L_u}{300} \quad (3.17)$$

considerando que dicha excentricidad se presenta a la mitad de la distancia entre soportes laterales. Se considerará que los momentos por encorvadura actúan en el mismo plano y en el mismo sentido que los momentos de la sección 3.3.6.

3.3.8 Fórmula de interacción para flexión biaxial

Cuando un miembro bajo compresión se encuentre sujeto a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento de diseño respecto a cada eje se amplificará multiplicando por δ , calculada de acuerdo con las condiciones de restricción y rigidez a la flexión respecto al eje en cuestión.

Los miembros bajo compresión sujetos a flexión biaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1 \quad (3.18)$$

donde

M_{xua} momento amplificado de diseño respecto al eje X;

M_{yua} momento amplificado de diseño respecto al eje Y;

M_{xR} momento resistente de diseño respecto al eje X; y

M_{yR} momento resistente de diseño respecto al eje Y

3.4 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión

3.4.1 Momento uniaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento uniaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1 \quad (3.19)$$

donde los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias de diseño.

3.4.2 Momento biaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento biaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_{xu}}{M_{xR}} + \frac{M_{yu}}{M_{yR}} \leq 1 \quad (3.20)$$

donde

M_{xu} momento último actuante de diseño respecto al eje X;

M_{yu} momento último actuante de diseño respecto al eje Y;

M_{xR} momento resistente de diseño respecto al eje X; y

M_{yR} momento resistente de diseño respecto al eje Y.

3.5 Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°

3.5.1 Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ($\theta = 90^\circ$)

La resistencia de diseño, N_R , de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad (3.21)$$

donde

$f_{nu} = f_{nu}' K_h K_d K_c K_a$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

A_a área de la superficie de apoyo; y

F_R se tomará igual a 0.9 (tabla 2.4).

3.5.2 Efecto del tamaño de la superficie de apoyo

Cuando la longitud de una superficie de apoyo o el diámetro de una rondana sea menor que 150 mm y ninguna porción de dicha superficie se encuentre a menos de 80 mm del extremo del miembro, la resistencia al aplastamiento podrá modificarse con el factor K_a de la tabla 2.9 (sección 2.4.1).

3.5.3 Cargas aplicadas a un ángulo θ con respecto a la dirección de la fibra

La resistencia a compresión de diseño, N_R , sobre un plano con un ángulo respecto a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R \frac{f_{cu} f_{nu}}{f_{cu} \sin^2 \theta + f_{nu} \cos^2 \theta} \quad (3.22)$$

donde F_R se tomará igual a 0.9.

4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

4.1 Requisitos del material

La manufactura de las placas de madera contrachapada que vayan a ser sometidas a acciones, deberán cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-326 (ref. 4) "Madera Contrachapada de Pino".

Las propiedades de resistencia y rigidez de estos productos, deberán ser determinadas experimentalmente para el tipo de acción a que vayan a estar sometidos en la estructura y su comportamiento estructural deberá estar sujeto a criterios aprobados por la Administración. Cuando las placas se utilicen para soportar cargas en estructuras permanentes deberán ser del Tipo 3 definido en la ref. 4 (exterior a prueba de agua) y la calidad de las chapas exteriores deberá ser C o D de acuerdo con esa misma referencia.

En el Apéndice A se presentan las propiedades de la sección para una serie de combinaciones adecuadas de chapas para placas de madera contrachapada. Las propiedades de la sección para cualquier otro tipo de combinación deberán ser calculadas a partir de los grosores de las chapas utilizadas con el procedimiento ahí descrito.

4.2 Orientación de los esfuerzos

Las placas de madera contrachapada son un material ortotrópico y, por lo tanto, las propiedades efectivas de la sección usadas en los cálculos serán las correspondientes a la orientación de la fibra de las chapas exteriores prevista en el diseño.

4.3 Resistencia a carga axial

4.3.1 Resistencia a tensión

La resistencia de diseño, T_R , a tensión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$T_R = F_R f_{tu} A_1 \quad (4.1)$$

donde

$f_{tu} = f_{tu}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

A_1 área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice A); y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

4.3.2 Resistencia a compresión

La resistencia de diseño, P_R , a compresión paralela al canto de una placa de madera contrachapada restringida contra el pandeo se calculará como

$$P_R = F_R f_{cu} A_1 \quad (4.2)$$

donde

$f_{cu} = f_{cu}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1).

A_1 área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice A); y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

4.3.3 Resistencia a tensión o compresión a un ángulo θ con la fibra de las chapas exteriores

Los valores especificados de resistencia a tensión o compresión para esfuerzos aplicados a 45 grados con respecto a la fibra de las chapas exteriores serán los de la tabla 2.3. Para los cálculos se utilizará el grosor neto, t , de la placa.

Para ángulos entre 0 y 45 grados con respecto a la orientación de la fibra en las chapas exteriores puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia para la dirección paralela y el producto similar para el ángulo de 45 grados. Para ángulos entre 45 y 90 grados puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia correspondientes a 45 grados y el producto similar para la dirección perpendicular.

4.4 Placas en flexión

4.4.1 Flexión con cargas normales al plano de la placa

La resistencia de diseño, M_P , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas perpendiculares al plano de la placa se determinará con la ecuación

$$M_P = F_R f_{fu} S_1 \quad (4.3)$$

donde

$f_{fu} = f_{fu}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

S_1 módulo de sección efectivo de la placa (Apéndice A); y

F_R se tomará igual a 0.9 (tabla 2.4).

4.4.2 Flexión con cargas en el plano de la placa

La resistencia de diseño, M_Q , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano y que esté adecuadamente arriostrada para evitar pandeo lateral se calculará como

$$M_Q = F_R f_{tu} \frac{t_p d^2}{6} \quad (4.4)$$

donde

$f_{tu} = f_{tu}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

t_p grosor efectivo de la placa de madera contrachapada (Apéndice A);

d peralte del elemento; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

4.5 Resistencia a cortante

4.5.1 Cortante en el plano de las chapas debido a flexión

La resistencia de diseño a cortante en el plano de las chapas, V_{R1} , para placas sujetas a flexión se calculará como

$$V_{R1} = F_R \frac{I b}{Q} f_{ru} \quad (4.5)$$

donde

$f_{ru} = f_{ru}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

$\frac{I b}{Q}$ constante para cortante por flexión (Apéndice A); y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

4.5.2 Cortante a través del grosor

La resistencia de diseño a cortante a través del grosor, V_{R2} , de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$V_{R2} = F_R f_{vgu} A \quad (4.6)$$

donde

$f_{vgu} = f_{vgu}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

A área total de la sección transversal de la placa; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

4.6 Aplastamiento

La resistencia de diseño al aplastamiento normal al plano de las chapas, N_R , se calculará como

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad (4.7)$$

donde

$f_{nu} = f_{nu}' K_h K_d$ (secciones 2.4 y 2.4.1);

A_a área de la superficie de apoyo; y

F_R se tomará igual a 0.9 (tabla 2.4).

5. DEFLEXIONES

Las deflexiones calculadas tomando en cuenta los efectos a largo plazo no deberán exceder de los siguientes límites:

- a) Para claros menores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 o el claro entre 480 cuando se afecten elementos no estructurales.
- b) Para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre $240 + 5$ mm o el claro entre $480 + 3$ mm cuando se afecten elementos no estructurales, como se indica en la sección 4.1 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Las deflexiones de elementos tanto de madera maciza como de madera contrachapada deberán calcularse bajo las cargas de diseño, considerando un factor de carga igual a la unidad. Como módulo de elasticidad se tomará el valor promedio, $E_{0.50}$. Los efectos diferidos se calcularán multiplicando la deflexión inmediata debida a la parte de la carga que actúe en forma continua por 1.75, si la madera se instala en condición seca ($CH \leq 18$ por ciento) y por 2.0, si se instala en condición húmeda ($CH > 18$ por ciento).

5.1 Madera maciza

Las deflexiones inmediatas de vigas se calcularán utilizando las fórmulas usuales de mecánica de sólidos basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico.

5.2 Madera contrachapada

Las deflexiones de las placas de madera contrachapada sometidas a cargas transversales a su plano, o de las vigas con alma de madera contrachapada y patines de madera maciza, deberán calcularse utilizando las fórmulas apropiadas basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico. El módulo de elasticidad presentado en la tabla 2.3 puede ser usado para todos las calidades de madera contrachapada de pino que cumplan con los requisitos de la sección 4.1. El mismo valor es aplicable independientemente de la dirección de la fibra en las chapas exteriores.

Para las vigas con alma de madera contrachapada, la deflexión total calculada deberá ser igual a la suma de las deflexiones debidas a momentos y debidas a cortante. Cuando se calcule la deflexión por cortante en forma separada de la deflexión por flexión el valor del módulo de elasticidad podrá incrementarse en 10 por ciento

En los cálculos deberán utilizarse los valores de las propiedades efectivas de las placas. Estos valores se calcularán considerando que únicamente contribuyen a resistir las cargas las chapas con la dirección de la fibra paralela al esfuerzo principal. Los valores de las propiedades efectivas (grosor, área, módulo de sección, momento de inercia y primer momento de área) de las placas de madera contrachapada para una combinación adecuada de chapas se presentan en el Apéndice A.

Cuando se use cualquier otro tipo de placa, deberán calcularse los valores reales de las propiedades de la sección sin incluir las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo principal, y multiplicarse estos valores

por los factores C indicados en la tabla A.1 del Apéndice A para obtener los valores efectivos de la sección transversal.

Los efectos diferidos se tomarán en cuenta de la misma forma que para miembros de madera maciza.

6. ELEMENTOS DE UNIÓN

6.1 Consideraciones generales

6.1.1 Alcance

Este capítulo proporciona procedimientos para dimensionar uniones con clavos, pernos, pijas y placas dentadas o perforadas.

6.1.2 Resistencia a cortante

Cuando un elemento de unión o un grupo de elementos de unión produzca fuerza cortante en un miembro, la resistencia a cortante de diseño determinada de acuerdo con la sección 3.2.4, se calculará con base en la dimensión d_e en lugar de d . La dimensión d_e se define como la distancia, medida perpendicularmente al eje del miembro, desde el extremo del elemento de unión o grupo de elementos de unión hasta el borde cargado del miembro.

6.2 Clavos

6.2.1 Alcance

Los valores de resistencia dados en esta sección son aplicables únicamente a clavos de caña lisa que se ajusten a la norma NMX-H-64 "Clavos cilíndricos" (ref. 5).

Los valores para clavos de otras características deberán ser aprobados por la Administración.

6.2.2 Configuración de las uniones

Las uniones clavadas deberán tener como mínimo dos clavos.

Los espaciamientos entre clavos serán tales que se evite que la madera forme grietas entre dos clavos próximos, entre sí, o de cualquiera de los clavos a los bordes o extremos de la unión.

La longitud de penetración en el miembro principal deberá ser igual a por lo menos la mitad de la longitud del clavo.

El grosor de la pieza lateral, t_1 , deberá ser igual a por lo menos un sexto de la longitud del clavo, reduciendo la resistencia de la unión de acuerdo con el factor J_{gc} .

6.2.3 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera maciza

La resistencia lateral de diseño de clavos hincados perpendicularmente a la fibra deberá calcularse de acuerdo con la sección 6.2.3.1.

La resistencia a la extracción de clavos se considerará nula en todos los casos, exceptuando lo indicado en la sección 6.2.3.2.

6.2.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada, N_{ru} , deberá ser mayor que o igual a la carga actuante de diseño, y se obtendrá por medio de la expresión

$$N_{ru} = F_R N_u n \quad (6.1)$$

donde

$N_u = N_u' J_h J_d J_{gc} J_a J_{dp} J_p J_{di}$ (sección 2.4.2);

N_u' valor especificado de resistencia por clavo (tabla 6.1);

n número de clavos; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

6.2.3.2 Resistencia a extracción de clavos lanceros

La resistencia a la extracción de clavos lanceros, T_R , se calculará con la expresión

$$T_R = 0.10 N_{ru} \quad (6.2)$$

donde

N_{ru} deberá ser calculada de acuerdo con la sección 6.2.4.

6.2.4 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada

La resistencia de diseño bajo cargas laterales de una unión clavada con piezas laterales de madera contrachapada, N_{ru} , deberá calcularse de acuerdo con lo indicado en la sección 6.2.3.1 utilizando el valor de N_u' especificado en la tabla 6.2.

6.3 Pernos y pijas

6.3.1 Requisitos comunes

6.3.1.1 Contacto entre las piezas unidas

Las uniones con pernos y pijas deberán realizarse de manera que exista contacto efectivo entre las piezas unidas. Si el contenido de humedad es superior a 18 por ciento, al efectuarse el montaje de la estructura en cuestión

deberán hacerse inspecciones a intervalos no superiores a seis meses hasta verificar que los movimientos por contracciones han dejado de ser significativos. En cada inspección deberán apretarse los elementos de unión hasta lograr un contacto efectivo entre las caras de las piezas unidas.

6.3.1.2 Agujeros

Los agujeros deberán localizarse con precisión. Cuando se utilicen piezas metálicas de unión, los agujeros deberán localizarse de manera que queden correctamente alineados con los agujeros correspondientes en las piezas de madera.

6.3.1.3 Grupos de elementos de unión

Un grupo de elementos de unión está constituido por una o más hileras de elementos de unión del mismo tipo y tamaño, dispuestas simétricamente con respecto al eje de la carga.

Tabla 6.1 Resistencia lateral especificada para clavos de alambre, N_u'

a) Estilo delgado (comunes)													
Longitud, l		Diámetro, D		N_u', N (kg)									
				Coníferas		Latifoliadas							
mm	pulg.	mm		Grupo I		Grupo II		Grupo III		Grupo IV			
38	1 ½	2.0		235	(24)	353	(36)	314	(32)	294	(30)	186	(19)
45	1 ¾	2.3		245	(25)	451	(46)	402	(41)	373	(38)	245	(25)
51	2	2.7		343	(35)	618	(63)	559	(57)	510	(52)	343	(35)
64	2 ½	3.1		471	(48)	814	(83)	736	(75)	657	(67)	441	(45)
76	3	3.4		589	(60)	981	(100)	883	(90)	775	(79)	520	(53)
89	3 ½	3.8		746	(76)	1 226	(125)	1 109	(113)	942	(96)	628	(64)
102	4	4.5		1 050	(107)	1 717	(175)	1 550	(158)	1 265	(129)	844	(86)
114	4 ½	4.5		1 050	(107)	1 717	(175)	1 550	(158)	1 265	(129)	844	(86)
127	5	4.9		1 246	(127)	2 031	(207)	1 795	(183)	1 472	(150)	981	(100)
140	5 ½	4.9		1 246	(127)	2 031	(207)	1 795	(183)	1 472	(150)	981	(100)
152	6	5.3		1 462	(149)	2 374	(242)	2 060	(210)	1 687	(172)	1 128	(115)
b) Estilo grueso (americano)													
38	1 ½	2.2		275	(28)	412	(42)	373	(38)	343	(35)	216	(22)
45	1 ¾	2.7		392	(40)	618	(63)	559	(57)	510	(52)	314	(32)
51	2	3.1		500	(51)	814	(83)	736	(75)	657	(67)	422	(43)
64	2 ½	3.4		589	(60)	981	(100)	883	(90)	775	(79)	520	(53)
76	3	3.8		716	(73)	1 226	(125)	1 109	(113)	942	(96)	628	(64)
89	3 ½	4.1		814	(83)	1 422	(145)	1 285	(131)	1 079	(110)	716	(73)
102	4	4.9		1 109	(113)	2 031	(207)	1 795	(183)	1 472	(150)	981	(100)

114	4 ½	5.3	1 275	(130)	2 374	(242)	2 060	(210)	1 687	(172)	1 128	(115)
127	5	5.7	1 452	(148)	2 747	(280)	2 345	(239)	1 913	(195)	1 275	(130)
140	5 ½	6.2	1 678	(171)	3 257	(332)	2 717	(277)	2 217	(226)	1 481	(151)
152	6	6.7	1 923	(196)	3 796	(387)	3 110	(317)	2 541	(259)	1 697	(173)
178	7	7.2	2 178	(222)	4 385	(447)	3 522	(359)	2 884	(294)	1 923	(196)
203	8	7.8	2 511	(256)	5 150	(525)	4 052	(413)	3 316	(338)	2 207	(225)

Tabla 6.2 Resistencia lateral especificada para uniones con piezas laterales de madera contrachapada, N_u'

Grosor del contrachapado	Longitud del clavo, l	N_u'	
mm	mm	N (kg)	
	mm	pulg.	
a) Clavo de alambre estilo delgado (comunes)			
9	51	2	392 (40)
13, 16	64	2 ½	491 (50)
19, 21	76	3	589 (60)
b) Clavo de alambre estilo grueso (americano)			
9	51	2	441 (45)
13, 16	64	2 ½	540 (55)
19, 21	76	3	638 (65)

Una hilera de elementos de unión está constituida por:

- Uno o más pernos del mismo diámetro, bajo cortante simple o múltiple, colocados paralelamente a la dirección de la carga; o
- Una o más pijas de las mismas características, bajo cortante simple, colocadas paralelamente a la dirección de la carga.

Cuando los elementos de unión se coloquen en tresbolillo y la separación entre hileras adyacentes sea menor que la cuarta parte de la distancia entre los elementos más próximos de hileras adyacentes, medida paralelamente a las hileras, las hileras adyacentes se considerarán como una sola hilera en relación con la determinación de la resistencia del grupo. Para grupos con un número par de hileras, esta regla se aplicará a cada pareja de hileras. Para grupos con un número non de hileras, se aplicará el criterio que resulte más conservador.

6.3.1.4 Rondanas

Se colocará una rondana entre la cabeza o la tuerca del elemento de unión y la madera, con las características generales dadas en la tabla 6.3. Las rondanas podrán omitirse cuando la cabeza o la tuerca del elemento se apoyen directamente sobre una placa de acero. El área de las rondanas de pernos que estén sujetos a tensión deberá ser tal que el esfuerzo de aplastamiento no sea superior a la resistencia de diseño en compresión

perpendicular a la fibra de la madera calculada según la sección 3.5. Si se utilizan rondanas de acero, su grosor no deberá ser inferior a 1/10 del diámetro de rondanas circulares, ni inferior a 1/10 de la dimensión mayor de dispositivos de forma rectangular.

6.3.2 Requisitos particulares para pernos

6.3.2.1 Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pernos de las siguientes secciones son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la norma NMX-H-47 "Tornillos con cabeza hexagonal" (ref. 6).

Los valores tabulados de capacidades corresponden a un solo plano de cortante.

Los agujeros para alojar los pernos deberán taladrarse de manera que su diámetro no exceda al del perno en más de 2 mm, ni sea menor que el diámetro del perno más 1 mm.

6.3.2.2 Grosos efectivos de las piezas

a) Piezas laterales de madera

- 1) En uniones en cortante simple se tomará como grosor efectivo el menor valor del grosor de las piezas.
- 2) En uniones en cortante doble se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza lateral más delgada o el grosor de la pieza central.
- 3) La capacidad de uniones de cuatro o más miembros se determinará considerando la unión como una combinación de uniones de dos miembros.

Tabla 6.3 Dimensiones mínimas de rondanas para uniones con pernos y pijas

Tipo de rondana	Uso	Diámetro del perno o pija D, mm	Diámetro de la rondana D _o , mm	Grosor t _o , mm
Rondana circular delgada de acero	No utilizable para aplicar cargas a tensión al perno o pija.	12.7	35	3
		15.9	45	4
		19.1	50	4
		22.2	60	4
		25.4	65	4
Rondana cuadrada de placa de acero	Utilizable para aplicar cargas de tensión o en uniones soldadas	12.7	65	5
		15.9	70	6
		19.1	75	6
		22.2	85	8
		25.4	90	10
Rondana circular de placa de acero	Para cualquier uso, salvo casos en que cargas de tensión produzca esfuerzos de aplastamiento excesivos en la madera.	12.7	65	5
		19.1	70	6
		22.2	85	8
Rondana de hierro fundido con perfil de cimacio	Para casos en que se requiera rigidez	12.7	65	13
		15.9	75	16
		19.1	90	19
		22.2	100	22
		25.4	100	25

b) Piezas laterales metálicas

Las piezas laterales metálicas deberán tener un espesor mínimo de 3 mm. Se dimensionarán de manera que sean capaces de resistir las cargas que transmiten.

6.3.2.3 Espaciamiento entre pernos

a) Espaciamiento entre pernos de una hilera

En hileras de pernos paralelas a la dirección de la carga, los espaciamientos mínimos, medidos desde los centros de los pernos, serán:

- 1) Para cargas paralelas a la fibra, cuatro veces el diámetro de los pernos.
- 2) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento paralelo a la carga entre pernos de una hilera dependerá de los requisitos de espaciamiento de la pieza o piezas unidas, pero no será inferior a tres diámetros.

b) Espaciamiento entre hileras de pernos

- 1) Para cargas paralelas a la fibra, el espaciamiento mínimo deberá ser igual a dos veces el diámetro del perno.
- 2) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento deberá ser por lo menos 2.5 veces el diámetro del perno para relaciones entre grosores de los miembros unidos iguales a dos, y cinco veces el diámetro del perno, para relaciones iguales a seis. Para relaciones entre dos y seis puede interpolarse linealmente.
- 3) No deberá usarse una pieza de empalme única cuando la separación entre hileras de pernos paralelas a la dirección de la fibra sea superior a 125 mm.

c) Distancia a los extremos

La distancia a los extremos no deberá ser inferior a:

- 1) Siete veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos III y IV y de coníferas en tensión.
- 2) Cinco veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos I y II en tensión.
- 3) El valor mayor de cuatro veces el diámetro del perno o 50 mm, para miembros en compresión, y para miembros cargados perpendicularmente a la fibra, de maderas de cualquier grupo.

d) Distancia a los bordes

Para miembros cargados perpendicularmente a las fibras, la distancia al borde cargado será igual a por lo menos cuatro veces el diámetro del perno y la distancia al borde no cargado será igual a por lo menos el menor de los valores siguientes: 1.5 veces el diámetro del perno, o la mitad de la distancia entre hileras de pernos.

6.3.3 Resistencia de uniones con pernos

6.3.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión con pernos, P_{ru} , Q_{ru} o N_{ru} , deberá ser mayor o igual a la carga actuante de diseño y se obtendrá por medio de las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_R n_p P_{pu} n \quad (6.3)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = F_R n_p Q_{pu} n \quad (6.4)$$

Para cargas a un ángulo θ con respecto a las fibras

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \sin^2 \theta + Q_{ru} \cos^2 \theta} \quad (6.5)$$

donde

n_p número de planos de cortante;

$P_{pu} = P_{pu}' J_h J_g J_d$ (sección 2.4.2);

$Q_{pu} = Q_{pu}' J_h J_g J_d$ (sección 2.4.2);

P_{pu}' resistencia especificada por perno para cargas paralelas a la fibra (tabla 6.4);

Q_{pu}' resistencia especificada por perno para cargas perpendiculares a la fibra (tabla 6.5);

n número de pernos en un grupo; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

6.3.3.2 Resistencia a cargas laterales y axiales combinadas

Las resistencias tabuladas corresponden a cargas que actúan perpendicularmente al eje del perno. Si el perno está sujeto a una componente paralela a su eje, deberá considerarse esta componente en su dimensionamiento. Además, deberán instalarse rondanas capaces de resistir dicha componente.

Tabla 6.4 Valores de P_{pu}' por plano de cortante para cargas paralelas a la fibra con piezas laterales de madera en uniones con pernos, N (kg)

Diámetro perno mm	Grosor efectivo mm	Coníferas	Latifoliadas			
			Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
6.4	38	1 432 (146)	2 001 (204)	1 785 (182)	1 177 (120)	981 (100)
	64	1 815 (185)	2 305 (235)	2 119 (216)	1 462 (149)	1 167 (119)

	87	1 815 (185)	2 305 (235)	2 119 (216)	1 560 (159)	1 344 (137)
	mayor que 140	1 815 (185)	2 305 (235)	2 119 (216)	1 560 (159)	1 344 (137)
9.5	38	2 727 (278)	3 816 (389)	3 463 (353)	2 021 (206)	1 501 (153)
	64	3 306 (337)	4 719 (481)	4 169 (425)	2 688 (274)	2 227 (227)
	87	3 875 (395)	5 072 (517)	4 679 (477)	3 071 (313)	2 472 (252)
	mayor que 140	3 993 (407)	5 072 (517)	4 679 (477)	3 443 (351)	2 972 (303)
12.7	38	3 640 (371)	5 866 (598)	4 993 (509)	2 698 (275)	2 011 (205)
	64	5 366 (547)	7 348 (749)	6 583 (671)	4 483 (457)	3 384 (345)
	87	5 955 (607)	8 518 (868)	7 514 (766)	4 836 (493)	4 002 (408)
	140	7 142 (728)	9 064 (924)	8 358 (852)	6 092 (621)	4 827 (492)
	mayor que 190	7 142 (728)	9 064 (924)	8 358 (852)	6 151 (627)	5 307 (541)
15.9	38	4 562 (465)	7 348 (749)	6 249 (637)	3 384 (345)	2 521 (257)
	64	7 681 (783)	10 713 (1 092)	9 702 (989)	5 690 (580)	4 238 (432)
	87	8 603 (877)	11 909 (1 214)	10 624 (1 083)	7 142 (728)	5 768 (588)
	140	10 595 (1 080)	14 205 (1 448)	13 096 (1 335)	8 417 (858)	6 808 (694)
	190	11 193 (1 141)	14 205 (1 448)	13 096 (1 335)	9 633 (982)	7 917 (807)
	mayor que 240	11 193 (1 141)	14 205 (1 448)	13 096 (1 335)	9 633 (982)	8 319 (848)
19.1	38	5 474 (558)	8 819 (899)	7 505 (765)	4 061 (414)	3 021 (308)
	64	9 221 (940)	14 852 (1 514)	12 645 (1 289)	6 838 (697)	5 101 (520)
	87	11 880 (1 211)	16 020 (1 633)	14 431 (1 471)	9 300 (948)	6 926 (706)
	140	13 881 (1 415)	20 061 (2 045)	17 638 (1 798)	11 213 (1 143)	9 212 (939)
	190	16 147 (1 646)	20 493 (2 089)	18 904 (1 927)	12 959 (1 321)	10 359 (1 056)
	240	16 147 (1 646)	20 493 (2 089)	18 904 (1 927)	13 901 (1 417)	11 782 (1 201)
	mayor que 290	16 147 (1 646)	20 493 (2 089)	18 904 (1 927)	13 901 (1 417)	12 007 (1 224)
22.2	38	6 367 (649)	10 251 (1 045)	8 721 (889)	4 719 (481)	3 522 (359)
	64	10 722 (1 093)	17 266 (1 760)	14 695 (1 498)	7 946 (810)	5 925 (604)
	87	14 568 (1 485)	20 748 (2 115)	18 816 (1 918)	10 811 (1 102)	8 054 (821)
	140	17 589 (1 793)	24 868 (2 535)	22 033 (2 246)	14 411 (1 469)	11 998 (1 223)
	190	20 326 (2 072)	27 684 (2 822)	25 535 (2 603)	16 187 (1 650)	13 116 (1 337)

	240	21 817 (2 224)	27 684 (2 822)	25 535 (2 603)	18 394 (1 875)	14 597 (1 488)
	mayor que 290	21 817 (2 224)	27 684 (2 822)	25 535 (2 603)	18 786 (1 915)	16 216 (1 653)
	38	7 279 (742)	11 733 (1 196)	9 987 (1 018)	5 405 (551)	5 925 (604)
	64	12 263 (1 250)	19 757 (2 014)	16 814 (1 714)	9 094 (927)	6 779 (691)
	87	16 667 (1 699)	26 448 (2 696)	22 857 (2 330)	12 361 (1 260)	9 212 (939)
25.4	140	21 994 (2 242)	30 499 (3 109)	27 193 (2 772)	18 237 (1 859)	14 823 (1 511)
	190	24 790 (2 527)	35 914 (3 661)	31 569 (3 218)	19 993 (2 038)	16 393 (1 671)
	240	28 214 (2 876)	36 248 (3 695)	33 432 (3 408)	22 288 (2 272)	17 893 (1 824)
	mayor que 290	28 557 (2 911)	36 248 (3 695)	33 432 (3 408)	24 594 (2 507)	19 689 (2 007)

Tabla 6.5 Valores de Q_{pu} por plano de cortante para cargas perpendiculares a la fibra con piezas laterales de madera o metal en uniones con pernos, N (kg)

Diámetro perno mm	Grosor efectivo mm	Coníferas	Latifoliadas			
			Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
6.4	38	804 (82)	1 226 (125)	1 059 (108)	579 (59)	481 (49)
	64	1 226 (125)	1 628 (166)	1 501 (153)	853 (87)	706 (72)
	87	1 285 (131)	1 628 (166)	1 501 (153)	1 059 (108)	952 (97)
	mayor que 140	1 285 (131)	1 628 (166)	1 501 (153)	1 059 (108)	952 (97)
9.5	38	1 285 (131)	2 021 (206)	1 756 (179)	873 (89)	706 (72)
	64	1 942 (198)	2 992 (305)	2 580 (263)	1 393 (142)	1 177 (120)
	87	2 502 (255)	3 581 (365)	3 306 (337)	1 756 (179)	1 452 (148)
	mayor que 140	2 825 (288)	3 581 (365)	3 306 (337)	2 335 (238)	2 099 (214)
12.7	38	1 717 (175)	2 757 (281)	2 345 (239)	1 167 (119)	952 (97)
	64	2 835 (289)	4 238 (432)	3 689 (376)	1 962 (200)	1 599 (163)
	87	3 522 (359)	5 415 (552)	4 670 (476)	2 521 (257)	2 119 (216)
	140	5 052 (515)	6 406 (653)	5 906 (602)	3 659 (373)	3 021 (308)
	mayor que 190	5 052 (515)	6 406 (653)	5 906 (602)	4 169 (425)	3 757 (383)
15.9	38	2 148 (219)	3 453 (352)	2 943 (300)	1 462 (149)	1 187 (121)
	64	3 610 (368)	5 690 (580)	4 954 (505)	2 462 (251)	2 001 (204)
	87	4 689 (478)	7 073 (721)	6 131 (625)	3 345 (341)	2 717 (277)
	140	6 759 (689)	10 045 (1 024)	9 084 (926)	4 768 (486)	3 963 (404)
	190	7 917 (807)	10 045 (1 024)	9 261 (944)	6 151 (627)	5 062 (516)
	mayor que 240	7 917 (807)	10 045 (1 024)	9 261 (944)	6 533 (666)	5 062 (516)
19.1	38	2 580 (263)	4 150 (423)	3 532 (360)	1 756 (179)	1 422 (145)
	64	4 336 (442)	6 995 (713)	5 945 (606)	2 953 (301)	2 403 (245)
	87	5 896 (601)	8 917 (909)	7 779 (793)	4 012 (409)	3 267 (333)
	140	8 682 (885)	12 988 (1 324)	11 183 (1 140)	5 984 (610)	5 013 (511)
	190	10 850 (1 106)	14 489 (1 477)	13 371 (1 363)	7 593 (774)	6 278 (640)
	240	11 419 (1 164)	14 489 (1 477)	13 371 (1 363)	9 280 (946)	7 632 (778)
	mayor que 290	11 419 (1 164)	14 489 (1 477)	13 371 (1 363)	9 418 (960)	8 486 (865)
22.2	38	2 992 (305)	4 827 (492)	4 110 (419)	2 040 (208)	1 658 (169)
	64	5 042 (514)	8 123 (828)	6 916 (705)	3 434 (350)	2 796 (285)
	87	6 857 (699)	10 899 (1 111)	9 398 (958)	4 670 (476)	3 796 (387)
	140	10 094 (1 029)	15 451 (1 575)	13 342 (1 360)	7 289 (743)	6 102 (622)
	190	12 871 (1 312)	19 581 (1 996)	17 266 (1 760)	9 084 (926)	7 554 (770)
	240	15 421 (1 572)	19 581 (1 996)	18 060 (1 841)	10 997 (1 121)	9 074 (925)
	mayor que 290	15 421 (1 572)	19 581 (1 996)	18 060 (1 841)	12 724 (1 297)	10 663 (1 087)
25.4	38	3 424 (349)	5 523 (563)	4 699 (479)	2 335 (238)	1 893 (193)
	64	5 768 (588)	9 300 (948)	7 907 (806)	3 934 (401)	3 198 (326)
	87	7 848 (800)	12 635 (1 288)	10 752 (1 096)	5 337 (544)	4 346 (443)
	140	12 017 (1 225)	18 149 (1 850)	15 745 (1 605)	8 594 (876)	6 985 (712)
	190	15 078 (1 537)	23 377 (2 383)	20 111 (2 050)	10 732 (1 094)	8 986 (916)
	240	18 335 (1 869)	25 624 (2 612)	23 642 (2 410)	12 861 (1 311)	10 663 (1 087)
	mayor que 290	20 189 (2 058)	25 624 (2 612)	23 642 (2 410)	15 088 (1 538)	12 439 (1 268)

6.3.4 Requisitos particulares para pijas

6.3.4.1 Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pijas de las siguientes secciones son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la norma NMX-H-23 "Tornillos de acero para madera" (ref. 7).

Los valores tabulados de capacidades corresponden a una sola pija en extracción o en cortante simple.

6.3.4.2 Colocación de las pijas en las uniones

a) Taladros para alojar las pijas

Los taladros para alojar las pijas deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) El taladro guía para la caña deberá tener el mismo diámetro que la caña y su profundidad deberá ser igual a la longitud del tramo liso de ésta.
- 2) El taladro guía para el tramo con rosca deberá tener un diámetro entre 65 y 85 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo I, a 60 a 75 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo II, y a 40 a 70 por ciento del diámetro de la caña para maderas de los grupos III y IV y coníferas. En cada grupo los porcentajes mayores se aplicarán a las pijas de mayor diámetro. La longitud del taladro guía será por lo menos igual a la del tramo con rosca.

b) Inserción de la pija

El tramo roscado deberá insertarse en su taladro guía haciendo girar a la pija con una llave. Para facilitar la inserción podrá recurrirse a jabón o algún otro lubricante, siempre que éste no sea a base de petróleo.

c) Espaciamientos

Los espaciamientos y las distancias a los bordes y los extremos para uniones con pijas deberán ser iguales a los especificados en la sección 6.3.2.3 para pernos con un diámetro igual al diámetro de la caña de la pija en cuestión.

6.3.4.3 Penetración de las pijas

En la determinación de la longitud de penetración de una pija en un miembro deberá deducirse del tramo roscado la porción correspondiente a la punta.

6.3.5 Resistencia de uniones con pijas

6.3.5.1 Resistencia a la extracción

a) Resistencia a tensión de la pija

La resistencia de las pijas determinadas con base en la sección correspondiente a la raíz de la rosca deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

b) Resistencia de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra o determinada con la ecuación 6.6 deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

$$P_{re} = F_R Y_e l_p n \quad (6.6)$$

donde

$Y_e = Y_e' J_h J_d J_{gp}$ (sección 2.4.2);

Y_e' resistencia especificada de extracción por unidad de longitud de penetración (tabla 6.6);

l_p longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta;

n número de pijas en el grupo; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

c) Resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra deberá tomarse igual a la mitad de la correspondiente a las pijas hincadas perpendicularmente a la fibra.

6.3.5.2 Resistencia lateral

a) Longitud de penetración, l_p , para el cálculo de resistencia lateral

Las longitudes máximas de penetración utilizadas en la determinación de la resistencia lateral, P_{ru} y Q_{ru} de pijas, no deberán exceder los valores dados en la tabla 6.7.

b) Pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia lateral de diseño de un grupo de pijas, P_{ru} , Q_{ru} o N_{ru} , deberá ser igual o mayor que el efecto de las cargas de diseño y se calcularán de acuerdo con las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_R A_1 n Y_u \quad (6.7)$$

Tabla 6.6 Resistencia especificada a la extracción de pijas, Y_e' , N/mm (kg/cm)

Diámetro		Coníferas		Latifoliadas							
mm	pulg.			Grupo I		Grupo II		Grupo III		Grupo IV	
6.4	1/4										
7.9	5/16										
9.5		34	(35)	118	(120)	69	(70)	39	(40)	14	(14)
11.1	3/8	47	(48)	146	(149)	88	(90)	54	(55)	24	(24)
12.7		61	(62)	174	(177)	108	(110)	69	(70)	33	(34)
15.8	7/16	74	(75)	201	(205)	127	(129)	82	(84)	42	(43)
19.0	1/2	86	(88)	227	(231)	144	(147)	95	(97)	52	(53)
22.2		110	(112)	275	(280)	179	(182)	121	(123)	69	(70)
25.4	5/8	132	(135)	323	(329)	211	(215)	145	(148)	85	(87)
	3/4	154	(157)	368	(375)	243	(248)	169	(172)	102	(104)
	7/8	176	(179)	412	(420)	274	(279)	191	(195)	117	(119)
	1										

Tabla 6.7 Valores máximos de la longitud de penetración, l_p , para cálculo de resistencia lateral

	Coníferas	Latifoliadas			
		Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
Longitud de penetración	10D	8D	9D	10D	11D

Tabla 6.8 Valores especificados de resistencia lateral para cargas paralelas a la fibra en pijas, Y_u' , MPa (kg/cm²)

	Coníferas	Latifoliadas			
		Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV
Y_u'	3.0 (31)	5.3 (54)	4.1 (42)	3.2 (33)	2.5 (25)

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = P_{ru} J_n \quad (6.8)$$

Para carga a un ángulo θ con respecto a la fibra

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \sin^2 \theta + Q_{ru} \cos^2 \theta} \quad (6.9)$$

donde

$Y_u = Y_u' J_n J_d J_{gp} J_g$ (sección 2.4.2);

Y_u' valor especificado (tabla 6.8);

J_n factor de modificación por carga perpendicular a la fibra (tabla 2.16);

A_l superficie de apoyo de la pija, igual a $D l_p$;

n número de pijas en un grupo; y

F_R se tomará igual a 0.7 (tabla 2.4).

c) Pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia lateral de pijas hincadas paralelamente a la fibra, deberá tomarse igual a 0.67 de los valores correspondientes para pijas hincadas perpendicularmente a la fibra. No es aplicable el factor de incremento por pieza lateral metálica, J_{gp} .

6.4 Uniones con placas dentadas o perforadas

6.4.1 Consideraciones generales

Se entiende por uniones con placa dentadas o perforadas, uniones a base de placas de pequeño calibre en las que la transferencia de carga se efectúa por medio de dientes formados en las placas o por medio de clavos.

Las placas deberán ser de lámina galvanizada con las propiedades mínimas indicadas en la norma NMX-B-009, "Láminas de acero al carbón galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general" (ref. 8).

Las uniones deberán detallarse de manera que las placas en los lados opuestos de cada unión sean idénticas y estén colocadas en igual posición.

Cuando se trate de placas clavadas deberá entenderse el término "clavo" en lugar de "diente".

Para que sean aplicables las reglas de dimensionamiento de las siguientes secciones deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

- Que la placa no se deforme durante su instalación;
- Que los dientes sean perpendiculares a la superficie de la madera;
- Que la madera bajo las placas no tenga defectos ni uniones de "cola de pescado"; y
- Que el grosor mínimo de los miembros unidos sea el doble de la penetración de los dientes.

6.4.2 Dimensionamiento

El dimensionamiento de uniones a base de placas dentadas o perforadas podrá efectuarse por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos:

- a) Demostrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas de los prototipos de las estructuras en que se utilicen dichas uniones. Las pruebas deberán realizarse de acuerdo con los lineamientos que establezca la Administración.
- b) Determinando las características de las placas requeridas de acuerdo con las capacidades de las placas obtenidas por medio de las pruebas que especifique la Administración.

7. EJECUCIÓN DE OBRAS

7.1 Consideraciones generales

Las indicaciones dadas en esta sección son condiciones necesarias para la aplicabilidad de los criterios de diseño dados en estas Normas.

Cuando la madera se use como elemento estructural, deberá estar exenta de infestación activa de agentes biológicos como hongos e insectos. Se permitirá cierto grado de ataque por insectos, siempre que éstos hayan desaparecido al momento de usar la madera en la construcción. No se admitirá madera con pudrición en ningún estado de avance.

Se podrá usar madera de coníferas de clases A o B o maderas latifoliadas de calidad estructural.

7.2 Normas de calidad

La calidad de la madera de coníferas se regirá por la norma NMX-C-239, "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales" (ref. 1). Para madera de especies latifoliadas deberá utilizarse norma NMX-C-409-ONNCCE, "Clasificación visual para maderas latifoliadas de uso estructural" (ref. 2).

7.3 Contenido de humedad

Antes de la construcción, la madera deberá secarse a un contenido de humedad apropiado y tan parecido como sea práctico al contenido de humedad en equilibrio promedio de la región en la cual estará la estructura.

La tabla 7.1 indica la relación existente entre humedad relativa, temperatura del bulbo seco y contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas. Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y para madera maciza de latifoliadas se calculan de los datos de esta tabla como se indica al pie de la misma.

Tabla 7.1 Contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas¹ de acuerdo con la humedad relativa y la temperatura de bulbo seco

Humedad relativa, %	Rango de temperatura de bulbo seco, grados K (°C)	de Contenido de humedad en equilibrio ± 0.5 (%)
45	273 a 313 (0 a 40)	8.3
50	273 a 313 (0 a 40)	9.1
55	273 a 313 (0 a 40)	10.0
60	273 a 313 (0 a 40)	10.8
65	273 a 313 (0 a 40)	11.8
70	273 a 313 (0 a 40)	12.9
72	273 a 313 (0 a 40)	14.2
75	273 a 313 (0 a 40)	15.8
80	273 a 313 (0 a 40)	17.8
mayor que 80	273 a 313 (0 a 40)	20.3

¹ Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y madera maciza de latifoliadas son aproximadamente 2 por ciento más bajos que los dados en la tabla.

Si el contenido de humedad de la madera excede el límite indicado en estas Normas para la madera seca (18 por ciento), el material solamente podrá usarse si el riesgo de pudrición en el tiempo que dure el secado es eliminado.

La madera deberá ser almacenada y protegida apropiadamente, contra cambios en su contenido de humedad y daño mecánico, de tal manera que siempre satisfaga los requerimientos de la clase estructural especificada.

7.4 Protección a la madera

Se cuidará que la madera esté debidamente protegida contra cambios de humedad, insectos, hongos, y fuego durante toda la vida útil de la estructura. Podrá protegerse ya sea por medio de tratamientos químicos, recubrimientos apropiados, o prácticas de diseño adecuadas.

Los preservadores solubles en agua o en aceite utilizados en la preservación de madera destinada a la construcción deberán cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-178-ONNCCE "Preservadores para madera – Clasificación y requisitos" (ref. 9).

Cuando se usen tratamientos a presión deberá cumplirse con la clasificación y requisitos de penetración y retención de acuerdo con el uso y riesgo esperado en servicio indicado por la norma NMX-C-322 “Madera Preservada a Presión – Clasificación y Requisitos” (ref. 10).

Para disminuir el riesgo de ataque por termitas se deberán tomar en cuenta las indicaciones para prevenir el ataque por termitas subterráneas y termitas de madera seca en construcciones con madera de la norma NMX-C-222 “Prevención de Ataque por Termitas” (ref. 11).

7.5 Pendiente mínima de los techos

La superficie de los techos deberá tener una pendiente mínima de 3 por ciento hacia las salidas del drenaje para evitar la acumulación de agua de lluvia. Deberán revisarse periódicamente estas salidas para mantenerlas libres de obstrucciones.

7.6 Tolerancias

Las tolerancias en las dimensiones de la sección transversal de un miembro deberán conformar con los requerimientos prescritos en la norma NMX-C-224-ONNCCE “Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción” (ref. 3). Cuando se utilicen miembros de dimensiones distintas a las especificadas en la norma, las dimensiones de la sección transversal de un miembro no serán menores que las de proyecto en más de 3 por ciento.

7.7 Transporte y montaje

El ensamblaje de estructuras deberá llevarse a cabo en tal forma que no se produzcan esfuerzos excesivos en la madera no considerados en el diseño. Los miembros torcidos o rajados más allá de los límites tolerados por las reglas de clasificación deberán ser reemplazados. Los miembros que no ajusten correctamente en las juntas deberán ser reemplazados. Los miembros dañados o aplastados localmente no deberán ser usados en la construcción.

Deberá evitarse sobrecargar, o someter a acciones no consideradas en el diseño a los miembros estructurales, durante almacenamiento, transporte y montaje, y esta operación se hará de acuerdo con las recomendaciones del proyectista.

8. RESISTENCIA AL FUEGO

8.1 Medidas de protección contra fuego

8.1.1 Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera

Las especificaciones de diseño relacionadas con esta sección, deberán tomar como base las indicaciones de la norma NMX-C-145 “Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera” (ref. 12).

8.1.2 Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos

La determinación de la resistencia al fuego de los muros y cubiertas deberá hacerse de acuerdo con lo especificado en la norma NMX-C-307 "Resistencia al fuego. Determinación" (ref. 13).

8.1.3 Características de quemado superficial de los materiales de construcción

Las características de quemado superficial de los materiales utilizados como recubrimiento se deberán determinar de acuerdo a lo indicado en la norma NMX-C-294 "Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción" (ref. 14).

8.2 Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones

8.2.1 Diseño de elementos estructurales aislados

En el diseño de elementos aislados deberá proporcionarse una resistencia mínima de 30 minutos a fuego, de acuerdo a lo especificado en la norma NMX-C-307 "Resistencia al fuego. Determinación" (ref. 13), pudiendo emplearse métodos de tratamiento, recubrimientos, o considerando la reducción de sección de las piezas.

8.2.2 Ejecución de uniones

Cuando se diseñe una estructura con juntas que transfieran momentos o fuerzas concentradas importantes de un elemento a otro, se deberá tener especial cuidado en el comportamiento de dichas juntas, ya que como efecto de elevadas temperaturas, pueden presentarse asentamientos o plastificación parcial o total de los elementos de unión que causen redistribución de cargas.

REFERENCIAS

1. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales. NMX-C-239-1985. México, D.F., 1985.
2. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Clasificación visual para maderas latifoliadas de uso estructural. NMX-C-409-ONNCCE-1999. México, D.F., 1999.
3. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción. NMX-C-224-ONNCCE-2000. México, D.F., 2000.
4. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Madera contrachapada de pino. NMX-C-326-1978. México, D. F., 1978
5. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Clavos cilíndricos. NMX-H-64-1960. México, D.F., 1960.
6. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Tornillos con cabeza hexagonal. NMX-H-47-1979. México, D.F., 1979.
7. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Tornillos de acero para madera. NMX-H-23-1976. México, D.F., 1976.
8. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Láminas de acero al carbón galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general. NMX-B-9-1979. México, D.F., 1979.
9. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Preservadores solubles en agua y aceite. NMX-C -178-ONNCCE-1983. México, D.F., 1983.
10. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Madera preservada a presión. Clasificación y requisitos. NMX-C-322-ONNCCE-1999. México, D.F., 1981.

11. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Prevención de ataque por termitas. NMX-C-222-1983. México, D.F., 1983.
12. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera. NMX-C-145-1982. México, D.F., 1982.
13. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Resistencia al fuego. Determinación. NMX-C-307- 1982. México, D.F., 1982.
14. SECOFI (Secretaría de Comercio y Fomento Industrial). Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción. NMX-C-294-1980. México, D.F., 1980.

APENDICE A – PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCIÓN PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

A.1 Aplicación

En este apéndice se presentan las propiedades efectivas de la sección que pueden ser utilizadas en el diseño estructural con placas de madera contrachapada.

Las placas de madera contrachapada pueden ser fabricadas con un número de combinaciones diferentes de chapas, para cada uno de los diversos grosores nominales de las placas. Se entiende por grosor nominal, la designación comercial del grosor de las placas o de las chapas. El grosor real de las placas puede variar ligeramente, dependiendo de la tolerancia en manufactura y la combinación de chapas empleada.

Para determinar las propiedades de las diferentes secciones incluidas en este apéndice se consideraron chapas con grosores nominales comerciales disponibles en México actualmente. Se incluyen únicamente las cuatro combinaciones que se estima son más convenientes para el uso estructural, de los seis grosores nominales comerciales más comúnmente producidos en el país.

Las propiedades de la sección dadas en la tabla A.3 son para diseños realizados de acuerdo con las especificaciones de estas Normas y para placas de madera contrachapada de una calidad y comportamiento estructural que cumplan con los requisitos de la sección 4.1 de las mismas.

A.2 Propiedades de la sección

Las propiedades de la sección incluidas en la tabla A.3 para flexión, tensión, compresión y cortante en el plano de las chapas se calcularon considerando únicamente las chapas con la fibra paralela a la dirección del esfuerzo. Para tomar en cuenta la contribución de las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo, se multiplicaron los valores de las propiedades así obtenidos por las constantes C de la tabla A.1. Para los cálculos de resistencia a cortante a través del grosor deberá utilizarse el área total de la sección transversal de la placa de madera contrachapada.

El cálculo de las propiedades de esta sección se realizó utilizando el siguiente procedimiento:

La suma de los grosores nominales de las chapas para una combinación particular se disminuyó en 0.8 mm en forma simétrica, para tener en cuenta las tolerancias en grosor comunes en procesos de fabricación con control de calidad adecuado. Al valor del grosor disminuido se le llama grosor neto. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores paralelas al esfuerzo se consideró que las chapas con menor grosor eran las exteriores. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo, se tomaron como grosores disminuidos, los de las chapas transversales contiguas a las exteriores. En ambos casos el cálculo resulta en la condición más conservadora.

Tabla A.1 Valores de C para obtener las propiedades efectivas de las placas de madera contrachapada

Número de chapas	de Orientación	Módulo de sección	Momento de inercia
3 chapas	90°	2.0	1.5
4 chapas y más	90°	1.2	1.2
Todas las chapas	0°	1.0	1.0

Los grosores de las chapas consideradas se mantuvieron dentro de los siguientes límites:

Tabla A.2 Límites en grosores de chapas

1) Grosor mínimo de chapa	2.5 mm	(excepto como se indica en 4, 5 y 6)
2) Grosor máximo de chapas exteriores	3.2 mm	(excepto como se indica en 7)
3) Grosor máximo de chapas interiores	6.4 mm	
4) Chapas transversales que pueden usarse en placas con 5 chapas de 12 mm de grosor	2.1 mm	
5) Cualquier chapa que se desee en placas con 5 chapas con grosor menor que 12 mm	1.6 mm	
6) Chapas centrales en placas de 5 chapas	1.6 mm	nominal deberán tener todas las chapas del mismo grosor
7) Las placas de 5 chapas con 19 mm de grosor	4.0 mm	

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

TÍTULO IX.

NOTACIÓN

- A área de concreto a tensión dividida entre el número de barras; también, área de la sección definida por el plano crítico de cortante por fricción; también, área de la sección transversal comprendida entre la cara a tensión por flexión de la losa postensada y el centro de gravedad de la sección completa, mm^2 (cm^2)
- A_1 área de contacto en la revisión por aplastamiento, mm^2 (cm^2)
- A_2 área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga, mm^2 (cm^2)
- A_c área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal, mm^2 (cm^2)
- A_{cm} área bruta de la sección de concreto comprendida por el espesor del muro y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante de diseño, mm^2 (cm^2)
- A_{cp} área de la sección transversal del elemento, incluida dentro del perímetro del elemento de concreto, mm^2 (cm^2)
- A_{cr} área de la sección crítica para transmitir cortante entre columnas y losas o zapatas, mm^2 (cm^2)
- A_f área del acero de refuerzo principal necesario para resistir el momento flexionante en ménsulas, mm^2 (cm^2)
- A_g área bruta de la sección transversal, mm^2 (cm^2)
- A_h área de los estribos complementarios horizontales en ménsulas, mm^2 (cm^2)
- A_n área del acero de refuerzo principal necesario para resistir la fuerza de tensión horizontal P_{hu} en ménsulas, mm^2 (cm^2)
- A_o área bruta encerrada por el flujo de cortante en elementos a torsión, mm^2 (cm^2)
- A_{oh} área comprendida por el perímetro p_h , mm^2 (cm^2)
- A_s área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión; también, área total del refuerzo longitudinal en columnas; o también, área de las barras principales en ménsulas, mm^2 (cm^2)
- A_s' área de acero de refuerzo longitudinal en compresión en elementos a flexión, mm^2 (cm^2)
- $A_{s,\text{mín}}$ área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, mm^2 (cm^2)
- A_{sd} área total del acero de refuerzo longitudinal de cada elemento diagonal en vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en un plano, también llamadas vigas de acoplamiento, mm^2 (cm^2)
- A_{sh} área del acero de refuerzo transversal por confinamiento en elementos a flexocompresión, mm^2 (cm^2)
- A_{sm} área del acero de refuerzo de integridad estructural en losas planas postensadas, mm^2 (cm^2)
- A_{sp} área del acero de refuerzo que interviene en el cálculo de la resistencia a flexión de vigas T e I sin acero de compresión; también, área del acero de presfuerzo en la zona de tensión, mm^2 (cm^2)
- A_{st} área del acero de refuerzo longitudinal requerido por torsión, mm^2 (cm^2)
- A_t área transversal de una rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación s , mm^2 (cm^2)
- A_{tr} área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan, mm^2 (cm^2)
- A_v área de todas las ramas de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s ; también, en vigas diafragma, área de acero de refuerzo vertical comprendida en una distancia s , mm^2 (cm^2)
- A_{vf} área del acero de refuerzo por cortante por fricción, mm^2 (cm^2)
- A_{vh} área de acero de refuerzo horizontal comprendida en una distancia s_h en vigas diafragma, mm^2 (cm^2)
- A_{vm} área de acero de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_m en muros y segmentos de muro, mm^2 (cm^2)
- A_{vn} área de acero de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n en muros y segmentos de muro, mm^2 (cm^2)
- a profundidad del bloque de esfuerzos a compresión en el concreto; también, en ménsulas, distancia de la carga al paño donde arranca la ménsula, mm (cm)
- a_1, a_2 respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata, m
- a_s área transversal de una barra, mm^2 (cm^2)
- a_{s1} área transversal del refuerzo por cambios volumétricos, por unidad de ancho de la pieza, mm^2/mm (cm^2/cm)

- B_e ancho de losa usado para calcular la rigidez a flexión de vigas equivalentes, mm (cm)
- B_t ancho total de la losa entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, mm (cm)
- b ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L, o ancho de una viga ficticia para resistir fuerza cortante en losas o zapatas, mm (cm)
- b' ancho del alma de una sección T, I o L, mm (cm)
- b_c dimensión del núcleo de un elemento a flexocompresión, normal al refuerzo de área A_{sh} , mm (cm)
- b_e ancho efectivo para resistir fuerza cortante de la unión viga–columna, mm (cm)
- b_o perímetro de la sección crítica por tensión diagonal alrededor de cargas concentradas a reacciones en losas y zapatas, mm (cm)
- b_v ancho del área de contacto en vigas de sección compuesta, mm (cm)
- C_f coeficiente de deformación axial diferida final
- C_m factor definido en la sección 1.4.2.2 y que toma en cuenta la forma del diagrama de momentos flexionantes
- c separación o recubrimiento; también, profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión; o también, en muros, la mayor profundidad del eje neutro calculada para la carga axial de diseño y el momento resistente (igual al momento último resistente con factor de resistencia unitario) y consistente con el desplazamiento lateral de diseño, δ_u , mm (cm)
- c_1 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, paralela a la dirección de análisis; también, dimensión paralela al momento transmitido en losas planas, mm (cm)
- c_2 dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, normal a la dirección de análisis; también, dimensión normal al momento transmitido en losas planas, mm (cm)
- D diámetro de una columna, mm (cm)
- D_p diámetro de un pilote en la base de la zapata, mm (cm)
- d peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, mm (cm)
- d' distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema a compresión, mm (cm)
- d_b diámetro nominal de una barra, mm (cm)
- d_c recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella, mm (cm)
- d_p distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo, mm (cm)
- d_s distancia entre la fibra extrema en compresión y el centroide del acero de refuerzo longitudinal ordinario a tensión, mm (cm)
- E_c módulo de la elasticidad del concreto de peso normal, MPa (kg/cm²)
- E_L módulo de elasticidad del concreto ligero, MPa (kg/cm²)
- E_s módulo de elasticidad del acero, MPa (kg/cm²)
- e base de los logaritmos naturales
- e_x excentricidad en la dirección X de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, mm (cm)
- e_y excentricidad en la dirección Y de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, mm (cm)
- F_{ab} factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente
- F_{as} factor de amplificación de momentos flexionantes en elementos a flexocompresión con extremos no restringidos lateralmente
- F_R factor de resistencia
- f_b esfuerzo de aplastamiento permisible, MPa (kg/cm²)
- f_c' resistencia especificada del concreto a compresión, MPa (kg/cm²)
- f_c'' magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, MPa (kg/cm²)

$\overline{f_c}$	resistencia media a compresión del concreto, MPa (kg/cm ²)
f_c^*	resistencia nominal del concreto a compresión, MPa (kg/cm ²)
f_{ci}'	resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia, MPa (kg/cm ²)
f_{cp}	esfuerzo de compresión efectivo debido al presfuerzo, después de todas las pérdidas, en el centroide de la sección transversal o en la unión del alma y el patín, MPa (kg/cm ²)
$\overline{f_f}$	resistencia media a tensión por flexión del concreto o módulo de rotura, MPa (kg/cm ²)
f_f^*	resistencia nominal del concreto a flexión, MPa (kg/cm ²)
f_s	esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, MPa (kg/cm ²)
f_{se}	esfuerzo en el acero de presfuerzo en condiciones de servicio después de pérdidas, MPa (kg/cm ²)
f_{sp}	esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia a flexión del elemento, MPa (kg/cm ²)
f_{sr}	esfuerzo resistente del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm ²)
$\overline{f_t}$	resistencia media del concreto a tensión, MPa (kg/cm ²)
f_t^*	resistencia nominal del concreto a tensión, MPa (kg/cm ²)
f_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{yh}	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal o, en vigas diafragma, del acero de refuerzo horizontal, MPa (kg/cm ²)
f_{yp}	esfuerzo convencional de fluencia del acero de presfuerzo, MPa (kg/cm ²)
f_{yt}	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal necesario para resistir torsión, MPa (kg/cm ²)
f_{yv}	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal necesario para resistir fuerza cortante, MPa (kg/cm ²)
H	longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura del segmento o tablero del muro en consideración, en ambos casos perpendicular a la dirección de la fuerza cortante, mm (cm)
H'	longitud efectiva de pandeo de un miembro a flexocompresión, mm (cm)
H _{cr}	altura crítica de un muro, mm (cm)
H _m	altura total de un muro, mm (cm)
h	peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también, altura de entrepiso eje a eje, mm (cm)
h ₁	distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo principal de tensión, mm (cm)
h ₂	distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión, mm (cm)
h _s , h _p	peralte de viga secundaria y principal, respectivamente, mm (cm)
I ₁ , I ₂ , I ₃	momentos de inercia para calcular deflexiones inmediatas, mm ⁴ (cm ⁴)
I _{ag}	momento de inercia de la sección transformada agrietada, mm ⁴ (cm ⁴)
I _e	momento de inercia efectivo, mm ⁴ (cm ⁴)
I _g	momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro, mm ⁴ (cm ⁴)
I _p	índice de presfuerzo
J _c	parámetro para el cálculo del esfuerzo cortante actuante debido a transferencia de momento entre columnas y losas o zapatas, mm ⁴ (cm ⁴)
K	coeficiente de fricción por desviación accidental por metro de tendón, 1/m
K _{tr}	índice de refuerzo transversal, mm (cm)
k	factor de longitud efectiva de pandeo de un miembro a flexocompresión; también, coeficiente para determinar el peralte mínimo en losas planas

- L claro de un elemento; también, longitud de un muro o de un tablero de muro en la dirección de la fuerza cortante de diseño; o también, en concreto presforzado, longitud del tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x, mm (cm)
- L_d longitud de desarrollo, mm (cm)
- L_{db} longitud básica de desarrollo, mm (cm)
- l_1, l_2 claros centro a centro en cada dirección principal para determinar el refuerzo de integridad estructural en losas planas postensadas, m
- M momento flexionante que actúa en una sección, N-mm (kg-cm)
- M_1 menor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; también, en marcos dúctiles con articulaciones alejadas de las columnas, demanda de momento flexionante en la cara de la columna (sección 1) debida a la formación de la articulación plástica en la sección 2, N-mm (kg-cm)
- M_2 mayor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión; también, en marcos dúctiles con articulaciones plásticas alejadas de la columna, momentos flexionantes resistentes asociados a la formación de la articulación plástica en la sección 2, N-mm (kg-cm)
- M_{1b}, M_{2b} momentos flexionantes multiplicados por el factor de carga, en los extremos respectivos donde actúan M_1 y M_2 , producidos por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
- M_{1s}, M_{2s} momentos flexionantes multiplicados por el factor de carga, en los extremos respectivos donde actúan M_1 y M_2 , producidos por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden, N-mm (kg-cm)
- M_{a1}, M_{a2} en marcos dúctiles con articulaciones plásticas alejadas de la columna, momentos flexionantes de diseño en las secciones 1 y 2, respectivamente, obtenidos del análisis, N-mm (kg-cm)
- M_{ag} momento de agrietamiento, N-mm (kg-cm)
- M_c momento flexionante amplificado resultado de la revisión por esbeltez, N-mm (kg-cm)
- M_e momento flexionante resistente de la columna al paño del nudo de marcos dúctiles, calculado con factor de resistencia igual a uno, N-mm (kg-cm)
- M_g momento flexionante resistente de la viga al paño del nudo de marcos dúctiles, calculado con factor de resistencia igual a uno y esfuerzo de fluencia igual a $1.25 f_y$, N-mm (kg-cm)
- $M_{máx}$ momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión, N-mm (kg-cm)
- M_R momento flexionante resistente de diseño, N-mm (kg-cm)
- M_{Rp} momento flexionante resistente suministrado por el acero presforzado, N-mm (kg-cm)
- M_{Rr} momento flexionante resistente suministrado por el acero ordinario, N-mm (kg-cm)
- M_{Rx} momento flexionante resistente de diseño alrededor del eje X, N-mm (kg-cm)
- M_{Ry} momento flexionante resistente de diseño alrededor del eje Y, N-mm (kg-cm)
- M_u momento flexionante de diseño, N-mm (kg-cm)
- M_{ux} momento flexionante de diseño alrededor del eje X, N-mm (kg-cm)
- M_{uy} momento flexionante de diseño alrededor del eje Y, N-mm (kg-cm)
- m relación a_1/a_2
- N_c fuerza a tensión en el concreto debida a cargas muerta y viva de servicio, N (kg)
- N_u fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico en la revisión por fuerza cortante por fricción, N (kg)
- n número de barras sobre el plano potencial de agrietamiento
- P carga axial que actúa en una sección; también, carga concentrada en losas, N (kg)
- P_0 valor de la fuerza que es necesario aplicar en el gato para producir una tensión determinada P_x en el tendón postensado, N (kg)
- P_c carga axial crítica, N (kg)

- P_{hu} fuerza de tensión horizontal de diseño en ménsulas, N (kg)
 P_R carga normal resistente de diseño, N (kg)
 P_{R0} carga axial resistente de diseño, N (kg)
 P_{Rx} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_x , N (kg)
 P_{Ry} carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y , N (kg)
 P_u fuerza axial de diseño, N (kg)
 P_{vu} fuerza vertical de diseño en ménsulas, N (kg)
 P_x tensión en el tendón postensado en el punto x, N (kg)
 ρ cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (\text{en vigas});$$

$$\rho = \frac{A_s}{td} \quad (\text{en muros}); \text{ y}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} \quad (\text{en columnas}).$$

- ρ' cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión:

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} \quad (\text{en elementos a flexión}).$$

- ρ_{cp} perímetro exterior de la sección transversal de concreto del elemento, mm (cm)
 ρ_h perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión, mm (cm)
 ρ_m cuantía del refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo
 ρ_n cuantía de refuerzo perpendicular a la dirección de la fuerza cortante de diseño distribuido en el área bruta de la sección transversal normal a dicho refuerzo
 ρ_p cuantía de acero de presfuerzo ($A_{sp} / b d_p$)
 ρ_s cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares en columnas
 Q factor de comportamiento sísmico

$$q' = \frac{P' f_y}{f_c''}$$

- R_b distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella, mm (cm)
 r radio de giro de una sección; también, radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga concentrada, mm (cm)
 S_{Lh} separación libre horizontal entre tendones y ductos, mm (cm)
 S_{Lv} separación libre vertical entre tendones y ductos, mm (cm)
 s separación del refuerzo transversal, mm (cm)
 s_h separación del acero de refuerzo horizontal en vigas diafragma, mm (cm)
 s_m separación del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, mm (cm)
 s_n separación del refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño, mm (cm)
 T momento torsionante que actúa en una sección, N-mm (kg-cm)
 T_{R0} momento torsionante resistente de diseño de un miembro sin refuerzo por torsión, N-mm (kg-cm)
 T_u momento torsionante de diseño, N-mm (kg-cm)
 T_{uh} momento torsionante de diseño en la condición hiperestática, N-mm (kg-cm)

T_{ui}	momento torsionante de diseño en la condición isostática, N-mm (kg-cm)
t	espesor del patín en secciones I o L, o espesor de muros, mm (cm)
u	relación entre el máximo momento flexionante de diseño por carga muerta y carga viva sostenida, y el máximo momento flexionante de diseño total asociados a la misma combinación de cargas
V	fuerza cortante que actúa en una sección, N (kg)
V_{cR}	fuerza cortante de diseño que toma el concreto, N (kg)
V_{sR}	fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal, N (kg)
V_u	fuerza cortante de diseño, N (kg)
v_n	esfuerzo cortante horizontal entre los elementos que forman una viga compuesta, MPa (kg/cm ²)
v_u	esfuerzo cortante de diseño, MPa (kg/cm ²)
W_u	suma de las cargas de diseño muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado, N (kg)
w	carga uniformemente distribuida, kN/m ² (kg/m ²)
w_u	carga de diseño de la losa postensada, kN/m ² (kg/m ²)
x	punto en el cual se valúan la tensión y pérdidas por postensado; también, dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, mm (cm)
x_1	dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos, mm (cm)
y	longitud de ménsulas restando la tolerancia de separación, mm (cm)
z	brazo del par interno en vigas diafragma y muros, mm (cm)
α	fracción del momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante en losas planas o zapatas
β_1	factor definido en el inciso 2.1.e que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, c
γ	relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción
Δ	desplazamiento de entrepiso producido por la fuerza cortante de entrepiso V , mm (cm)
δ_f	deformación axial final, mm (cm)
δ_i	deformación axial inmediata, mm (cm)
ϵ_{cf}	contracción por secado final
ϵ_{sp}	deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento flexionante resistente de la sección
ϵ_{yp}	deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo
η	cambio angular total en el perfil del tendón desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto x , radianes
θ	ángulo que el acero de refuerzo transversal por tensión diagonal forma con el eje de la pieza; también, ángulo con respecto al eje de la viga diafragma que forma el elemento de refuerzo diagonal, grados
λ	índice de estabilidad
μ	coeficiente de fricción para diseño de cortante por fricción; también, coeficiente de fricción por curvatura en concreto presforzado
φ	ángulo, con respecto al eje de la pieza, que forman las diagonales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir tensión según la teoría de la analogía de la armadura espacial, grados
Ψ_A, Ψ_B	cociente de $\Sigma(I/L)$ de las columnas, entre $\Sigma(I/L)$ de los miembros de flexión que llegan al extremo A o B de una columna, en el plano considerado

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

En estas Normas se presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple y el reforzado (ordinario y presforzado). Se dan requisitos complementarios para concreto ligero y concreto de alta resistencia. Se incluyen estructuras coladas en el lugar y prefabricadas.

Estas disposiciones deben considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Título Quinto del Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

1.2 Unidades

En las expresiones que aparecen en estas Normas deben utilizarse las unidades siguientes, que corresponden al sistema internacional (SI):

Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N-mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)

Siempre que es posible, las expresiones están escritas en forma adimensional; de lo contrario, junto a las expresiones en sistema internacional, se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en el sistema gravitacional usual, empleando las unidades siguientes:

Fuerza	kgf (kilogramo fuerza)
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kgf-cm
Esfuerzo	kgf/cm ²

(En estas Normas el kilogramo fuerza se representa con kg)

Cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

Las unidades que aquí se mencionan son las comunes de los dos sistemas. Sin embargo, no se pretende prohibir otras unidades empleadas correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema gravitacional usual puede ser preferible expresar las longitudes en metros (m), las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en t-m.

1.3 Criterios de diseño

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en la sección 1.4.

El dimensionamiento y el detallado se harán de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad, establecidos en el Título Quinto del Reglamento y en estas Normas, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del mencionado Título Quinto.

1.3.1 Estados límite de falla

Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R , prescrito en la sección 1.7. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados

bajo las acciones especificadas en el Título Quinto del Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

1.3.2 Estados límite de servicio

Sea que se aplique el criterio de estados límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

1.3.3 Diseño por durabilidad

Las estructuras deberán diseñarse para una vida útil de al menos 50 años, de acuerdo con los requisitos establecidos en el Cap. 4.

1.3.4 Diseño por sismo

Los marcos de concreto reforzado de peso normal colados en el lugar que cumplan con los requisitos generales de estas Normas se diseñarán por sismo, aplicando un factor de comportamiento sísmico Q igual a 2.0. Los valores de Q que deben aplicarse para estructuras especiales como marcos dúctiles, losas planas, estructuras preforsadas y estructuras prefabricadas, se dan en los Capítulos 7 a 10, respectivamente. En todo lo relativo a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el Cap. 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

1.4 Análisis

1.4.1 Aspectos generales

Las estructuras de concreto se analizarán, en general, con métodos que supongan comportamiento elástico. También pueden aplicarse métodos de análisis límite siempre que se compruebe que la estructura tiene suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad. Las articulaciones plásticas en vigas y columnas se diseñarán de acuerdo con lo prescrito en la sección 6.8.

Cuando se apliquen métodos de análisis elástico, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de vigas y muros agrietados se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($0.5I_g$), y si las rigideces de columnas y muros no agrietados se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto. En vigas T, la sección bruta incluirá los anchos de patín especificados en la sección 2.2.3. En estructuras constituidas por losas planas, las rigideces se calcularán con las hipótesis de la sección 8.3.

En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos flexionantes obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más del 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más del 10 por ciento en columnas y en losas planas.

En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de las estructuras deben incluirse los efectos de esbeltez valuados de acuerdo con la sección 1.4.2.

1.4.2 Efectos de esbeltez

Se admitirá valuar los efectos de esbeltez mediante el método de amplificación de momentos flexionantes de la sección 1.4.2.2 o por medio del análisis de segundo orden especificado en la sección 1.4.2.3.

1.4.2.1 Conceptos preliminares

a) Restricción lateral de los extremos de columnas

Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando estos extremos no se desplacen uno respecto al otro de manera apreciable. El desplazamiento puede ser despreciable por la presencia en el entrepiso de elementos de una elevada rigidez lateral, como contravientos o muros, o porque la estructura puede resistir las cargas aplicadas sin sufrir desplazamientos laterales considerables.

En el primer caso, puede suponerse que no hay desplazamientos laterales considerables si la columna forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no es menor que el 85 por ciento de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc.), a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco al que pertenece la columna en estudio. La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un eje de columnas se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el eje en cuestión para producir una flecha unitaria sobre dicho eje, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc.).

En el segundo caso, puede considerarse que no hay desplazamientos laterales apreciables si

$$\frac{Q \Delta}{h} \leq 0.08 \frac{V}{W_u} \quad (1.1)$$

donde

Q factor de comportamiento sísmico definido en estas Normas y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas del sismo se tomará $Q = 1.0$;

V fuerza cortante de entrepiso;

Δ desplazamiento de entrepiso producido por V;

W_u suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas especificadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones) multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado;

y

h altura del entrepiso, entre ejes.

b) Longitud libre, H, de un miembro a flexocompresión

Es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas, H será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión. En aquéllas que soporten losas planas, H será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel, al ábaco o a la losa, según el caso.

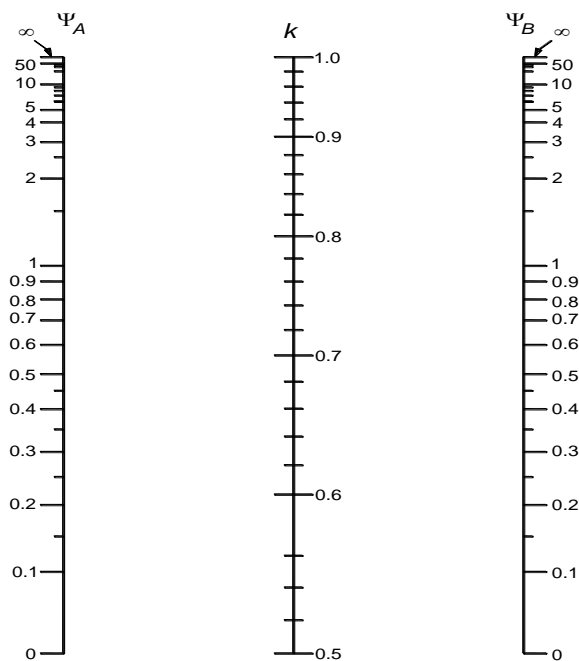
c) Longitud efectiva, H', de un miembro a flexocompresión

La longitud efectiva de miembros cuyos extremos estén restringidos lateralmente puede determinarse con el nomograma de la figura 1.1.

1.4.2.2 Método de amplificación de momentos flexionantes

a) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez

En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando la relación entre H' y el radio de giro, r, de la sección en la dirección considerada es menor que $34 - 12 M_1/M_2$. En la expresión anterior, M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos flexionantes en los extremos del miembro; el cociente M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencilla y negativo cuando lo hace en curvatura doble; si $M_1 = M_2 = 0$, el cociente M_1/M_2 se tomará igual a 1.0.



$$\Psi_{A,B} = \frac{\sum (I/L)_{\text{columnas}}}{\sum (I/L)_{\text{miembros de flexión}}}$$

A y B son los extremos de la columna.

Los momentos de inercia, I, corresponden a la flexión en el plano considerado.

$$H' = k H$$

En forma aproximada:

$$k_A = \frac{0.4 + \Psi_A}{0.8 + \Psi_A} ; \quad k_B = \frac{0.4 + \Psi_B}{0.8 + \Psi_B} ;$$

$$k = 1.35 - \sqrt{1.35(1.35 - k_A - k_B) + \frac{1}{2}(k_A^2 + k_B^2)}$$

Figura 1.1 Nomograma para determinar longitudes efectivas, H', en miembros a flexocompresión con extremos restringidos lateralmente

En miembros con extremos no restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez no podrán despreciarse.

b) Limitación para H'/r

Cuando H'/r sea mayor que 100, deberá efectuarse un análisis de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en la sección 1.4.2.3.

c) Momentos de diseño

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con el inciso 1.4.2.2.a, no pueden despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u, obtenida de un análisis elástico de primer orden y un momento amplificado, M_c, obtenido en forma aproximada y, según el caso, de acuerdo con lo estipulado en el inciso 1.4.2.2.d o en 1.4.2.2.e.

d) Miembros con extremos restringidos lateralmente

Los miembros se diseñarán con un momento amplificado, M_c , que se calculará con la expresión

$$M_c = F_{ab} M_2 \quad (1.2)$$

donde

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \quad (1.3)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (1.4)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(H')^2} \quad (1.5)$$

$$E I = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} \quad (1.6)$$

u cuando se considere la acción de carga muerta y carga viva, u será la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta y carga viva. Cuando se considere la acción de carga muerta, viva y accidental, u será la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta, viva y accidental.

El momento M_2 , que es el mayor de los momentos en los extremos del miembro, se tomará con su valor absoluto y debe estar multiplicado por el factor de carga. No se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en la sección 2.3.1.

e) Miembros con extremos no restringidos lateralmente

Los momentos en los extremos del miembro se calcularán con las ecuaciones:

$$M_1 = M_{1b} + F_{as} M_{1s} \quad (1.7)$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as} M_{2s} \quad (1.8)$$

donde

M_{1b} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1 , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

M_{1s} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_1 , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

M_{2b} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2 , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;

M_{2s} momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde actúa M_2 , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;
y

$$F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda} \geq 1 \quad (1.9)$$

donde λ está dado por la ecuación

$$\lambda = \frac{W_u Q \Delta}{h V} \quad (1.10)$$

Si F_{as} calculado con la ec. 1.9 excede de 1.5, se deberá hacer un análisis de segundo orden de acuerdo con la sección 1.4.2.3.

En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se deberá hacer un análisis de segundo orden.

f) Si un miembro sujeto a flexocompresión con extremos no restringidos tiene una relación

$$\frac{H}{r} \geq \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \quad (1.11)$$

se diseñará para la carga P_u y un momento flexionante amplificado M_c calculado según se especifica en el inciso 1.4.2.2.d, pero calculando M_1 y M_2 como se especifica en el inciso 1.4.2.2.e y con el valor de u correspondiente a la combinación de carga considerada.

1.4.2.3 Análisis de segundo orden

Este procedimiento consiste en obtener las fuerzas y momentos internos tomando en cuenta los efectos de las deformaciones sobre dichas fuerzas y momentos, la influencia de la carga axial en las rigideces, el comportamiento no lineal y agrietamiento de los materiales, duración de las cargas, cambios volumétricos por deformaciones diferidas, así como la interacción con la cimentación.

1.5 Materiales

Las Normas Mexicanas (NMX) citadas se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

1.5.1 Concreto

El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 22 kN/m³ (2.2 t/m³) y clase 2 con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 19 y 22 kN/m³ (1.9 y 2.2 t/m³).

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el artículo 139 del Reglamento, se usará concreto de clase 1.

Los requisitos adicionales para concretos de alta resistencia con resistencia especificada a la compresión, f_c' , igual o mayor que 40 MPa (400 kg/cm²) se encuentran en el Capítulo 11.

1.5.1.1 Materiales componentes para concretos clase 1 y 2

En la fabricación de los concretos, se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, clase resistente 30 ó 40, que cumpla con los requisitos especificados en la norma NMX-C-414-ONNCE.

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111 con las modificaciones y adiciones establecidas en la sección 14.3.1.

El concreto clase 1 se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 (caliza, basalto, etc.) y el concreto clase 2 con agregados gruesos con peso específico superior a 2.3, como andesita. Para ambos se podrá emplear arena andesítica u otra de mejores características.

El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-122. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Perito Responsable de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-255.

1.5.1.2 Resistencia a compresión

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f_c' , igual o mayor que 25 MPa (250 kg/cm²). La resistencia especificada de los concretos clase 2 será inferior a 25 MPa (250 kg/cm²) pero no menor que 20 MPa (200 kg/cm²). En ambas clases deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumple con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en la sección 14.3.4.1. El Corresponsable en Seguridad Estructural o el Perito Responsable de Obra, cuando el trabajo no requiera de Corresponsable, podrá autorizar el uso de resistencias, f_c' , distintas de las antes mencionadas, sin que, excepto lo señalado en el párrafo siguiente, sean inferiores a 20 MPa (200 kg/cm²).

En muros de concreto reforzado de vivienda de interés social, se admitirá el uso de concreto clase 2 con resistencia especificada de 15 MPa (150 kg/cm²) si se garantizan los recubrimientos mínimos requeridos en 4.9.3.

Todo concreto estructural debe mezclarse por medios mecánicos. El de clase 1 debe proporcionarse por peso; el de clase 2 puede proporcionarse por volumen.

Para diseñar se usará el valor nominal, f_c^* , determinado con la expresión siguiente.

$$f_c^* = 0.8 f_c' \quad (1.12)$$

El valor f_c^* se determinó de manera que la probabilidad de que la resistencia del concreto en la estructura no lo alcance es de dos por ciento. Puesto que f_c^* es una medida de la resistencia del concreto en la estructura, para que sea válida la ec. 1.12 deben cumplirse los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado prescritos en las secciones 14.3.5, 14.3.6 y 14.3.9, respectivamente.

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media, $\overline{f_c}$, mayor que la especificada, f_c' , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.

1.5.1.3 Resistencia a tensión

Se considera como resistencia media a tensión, $\overline{f_t}$, de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 150×300 mm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma NMX-C-163. A falta de información experimental, $\overline{f_t}$, se puede estimar igual a:

a) concreto clase 1

$$0.47 \sqrt{f_c'} \text{ , en MPa } \quad (1.5 \sqrt{f_c'} \text{ , en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$0.38 \sqrt{f_c'}, \text{ en MPa} \quad (1.2 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

La resistencia media a tensión por flexión o módulo de rotura, $\overline{f_f}$ se puede suponer igual a:

a) concreto clase 1

$$0.63 \sqrt{f_c'}, \text{ en MPa} \quad (2 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$0.44 \sqrt{f_c'}, \text{ en MPa} \quad (1.4 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

Para diseñar se usará un valor nominal, f_t^* , igual a $0.75 \overline{f_t}$. También puede tomarse:

a) concreto clase 1

$$0.41 \sqrt{f_c^*}, \text{ en MPa} \quad (1.3 \sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$0.31 \sqrt{f_c^*}, \text{ en MPa} \quad (1.0 \sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$

y el módulo de rotura, f_t^* , se puede tomar igual a

a) concreto clase 1

$$0.53 \sqrt{f_c^*}, \text{ en MPa} \quad (1.7 \sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$0.38 \sqrt{f_c^*}, \text{ en MPa} \quad (1.2 \sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas los esfuerzos deben estar en MPa (en kg/cm² para las expresiones en paréntesis); los resultados se obtienen en estas unidades.

1.5.1.4 Módulo de elasticidad

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad, E_c , se supondrá igual a

$$4\,400 \sqrt{f_c'}, \text{ en MPa} \quad (14\,000 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

para concretos con agregado grueso calizo, y

$$3\,500 \sqrt{f_c'}, \text{ en MPa} \quad (11\,000 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

para concretos con agregado grueso basáltico.

Para concretos clase 2 se supondrán igual a

$$2500\sqrt{f_c'}, \text{ en MPa} \quad (8000\sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

Pueden usarse otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio. En problemas de revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse el módulo de elasticidad determinado en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere este párrafo, E_c se determinará según la norma NMX-C-128. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NMX-C-169.

1.5.1.5 Contracción por secado

Para concretos clase 1, la contracción por secado final, ε_{cf} , se supondrá igual a 0.001 y para concreto clase 2 se tomará igual a 0.002.

1.5.1.6 Deformación diferida

Para concreto clase 1, el coeficiente de deformación axial diferida final,

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i} \quad (1.13)$$

se supondrá igual a 2.4 y para concreto clase 2 se supondrá igual a 5.0. Las cantidades δ_f y δ_i son las deformaciones axiales final e inmediata, respectivamente. Las flechas diferidas se deberán calcular con la sección 3.2.

1.5.2 Acero

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla de alambre soldado. Las barras serán corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas NMX-C-407-ONNCCE, NMX-B-294 o NMX-B-457; se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros incluidas en las presentes Normas. La malla cumplirá con la norma NMX-B-290. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (número 2) para estribos donde así se indique en el texto de estas Normas, conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción (sección 2.5.10). El acero de presfuerzo cumplirá con las normas NMX-B-292 o NMX-B-293.

Para elementos secundarios y losas apoyadas en su perímetro, se permite el uso de barras que cumplan con las normas NMX-B-18, NMX-B-32 y NMX-B-72.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm²) y el de torones de presfuerzo se supondrá de 1.9×10^5 MPa (1.9×10^6 kg/cm²).

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , establecidos en las normas citadas.

1.6 Dimensiones de diseño

Para calcular resistencias se harán reducciones de 20 mm en las siguientes dimensiones:

- Espeor de muros;
- Diámetro de columnas circulares;
- Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares;
- Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos; y
- Ancho de vigas y arcos.

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 200 mm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignen en los planos estructurales.

1.7 Factores de resistencia

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R . Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

- a) $F_R = 0.9$ para flexión.
- b) $F_R = 0.8$ para cortante y torsión.
- c) $F_R = 0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- d) Flexocompresión:
 - $F_R = 0.8$ cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos de la sección 6.2.4, o con estribos que cumplan con los requisitos del inciso 7.3.4.b;
 - $F_R = 0.8$ cuando el elemento falle en tensión;
 - $F_R = 0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión; y
- e) $F_R = 0.7$ para aplastamiento.

Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, por los factores de carga ahí prescritos.

2. ESTADOS LÍMITE DE FALLA

2.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- b) Existente adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003; y
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c'' igual a $0.85f_c^*$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$

donde

$$\beta_1 = 0.85 ; \quad \text{si } f_c^* \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{140} \geq 0.65; \quad \text{si } f_c^* > 28 \text{ MPa} \quad (2.1)$$

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 0.65; \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

c profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión.

El diagrama esfuerzo–deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, aunque sea torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, f_y . En aceros que no presenten fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo–deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002, o como lo indique la norma respectiva de las mencionadas en la sección 1.5.2. Pueden utilizarse otras idealizaciones razonables, o bien la gráfica del acero empleado obtenida experimentalmente. En cálculos de elementos de concreto presforzado deben usarse los diagramas esfuerzo–deformación unitaria del acero utilizado, obtenidos experimentalmente.

La resistencia determinada con estas hipótesis, multiplicada por el factor F_R correspondiente, da la resistencia de diseño.

2.2 Flexión

2.2.1 Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido, $\overline{f_f}$ definido en la sección 1.5.1.3.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_{s,mín} = \frac{0.22 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \quad (2.2)$$

$$\left(A_{s,mín} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \right)$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección, respectivamente.

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

2.2.2 Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90 por ciento de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas, con excepción de lo indicado para marcos dúctiles en el inciso 7.2.2.a.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a

$$\frac{f_c''}{f_y} \frac{600\beta_1}{f_y + 600} b d \quad (2.3)$$

$$\left(\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} b d \right)$$

donde f_c'' tiene el valor especificado en el inciso 2.1.e, b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección, reducidos de acuerdo con la sección 1.6.

En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada, se aplicarán las condiciones de equilibrio y las hipótesis de la sección 2.1.

2.2.3 Secciones L y T

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes:

- La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma;
- La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano; y
- Ocho veces el espesor del patín.

Se comprobará que el área del refuerzo transversal que se suministre en el patín, incluyendo el del lecho inferior, no sea menor que $1/f_y$ veces el área transversal del patín, si f_y está en MPa ($10/f_y$, si f_y está en kg/cm^2). La longitud de este refuerzo debe comprender el ancho efectivo del patín y, a cada lado de los paños del alma, debe anclarse de acuerdo con la sección 5.1.

2.2.4 Fórmulas para calcular resistencias

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales de la sección 2.1 conducen a las siguientes expresiones para resistencia a flexión, M_R . En dichas expresiones F_R se tomará igual a 0.9.

a) Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (2.4)$$

o bien

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (2.5)$$

donde

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad (2.6)$$

$$p = \frac{A_s}{b d} \quad (2.7)$$

- b ancho de la sección (sección 1.6);
d peralte efectivo (sección 1.6);
 f_c'' esfuerzo uniforme de compresión (inciso 2.1.e); y
 A_s área del refuerzo de tensión.

b) Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right] \quad (2.8)$$

donde

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c'' b} \quad (2.9)$$

a profundidad del bloque equivalente de esfuerzos;

A_s área del acero a tensión;

A_s' área del acero a compresión; y

d' distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

La ec. 2.8 es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$p - p' \geq \frac{600 \beta_1}{600 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \quad (2.10)$$

$$\left(p - p' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \right)$$

donde

$$p' = \frac{A_s'}{b d} \quad (2.11)$$

Cuando no se cumpla esta condición, M_R se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis de la sección 2.1; o bien se calculará aproximadamente con las ecs. 2.4 ó 2.5 despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión no exceda la cuantía máxima prescrita en la sección 2.2.2. El acero de compresión debe restringirse contra el pandeo con estribos que cumplan los requisitos de la sección 6.2.3.

c) Secciones T e I sin acero de compresión

Si la profundidad del bloque de esfuerzos, a , calculada con la ec. 2.12 no es mayor que el espesor del patín, t , el momento resistente se puede calcular con las expresiones 2.4 ó 2.5 usando el ancho del patín a compresión como b . Si a resulta mayor que t , el momento resistente puede calcularse con la expresión 2.13.

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c'' b} \quad (2.12)$$

$$M_R = F_R \left[A_{sp} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) + (A_s - A_{sp}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (2.13)$$

donde

$$A_{sp} = \frac{f_c'' (b - b') t}{f_y} ;$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sp}) f_y}{f_c'' b'} ;$$

b ancho del patín; y

b' ancho del alma.

La ecuación 2.13 es válida si el acero fluye cuando se alcanza la resistencia. Esto se cumple si

$$A_s \leq \frac{f_c''}{f_y} \frac{600 \beta_1}{f_y + 600} b' d + A_{sp} \quad (2.14)$$

$$\left(A_s \leq \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b' d + A_{sp} \right)$$

d) Flexión biaxial

La resistencia de vigas rectangulares sujetas a flexión biaxial se podrá valorar con la ec. 2.17.

2.2.5 Resistencia a flexión de vigas diafragma

Se consideran como vigas diafragma aquéllas cuya relación de claro libre entre apoyos, L, a peralte total, h, es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. En su diseño no son aplicables las hipótesis generales de la sección 2.1. Si la cuantía $A_s / b d$ es menor o igual que 0.008, la resistencia a flexión de vigas diafragma se puede calcular con la expresión

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (2.15)$$

donde z es el brazo del par interno. En vigas de un claro, z se valúa con el criterio siguiente:

$$z = \left(0.4 + 0.2 \frac{L}{h} \right) h ; \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.0$$

$$z = 0.6L ; \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

Las vigas diafragma continuas se pueden diseñar por flexión con el procedimiento siguiente:

- Analícese la viga como si no fuera peraltada y obténganse los momentos resistentes necesarios;
- Calcúlense las áreas de acero con la ec. 2.15, valuando el brazo en la forma siguiente:

$$z = \left(0.3 + 0.2 \frac{L}{h} \right) h ; \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.5$$

$$z = 0.5L ; \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

El acero de tensión se colocará como se indica en la sección 6.1.4.1.

Las vigas diafragma que unan muros de cortante de edificios (vigas de acoplamiento) se diseñarán según lo prescrito en la sección 6.1.4.5.

2.3 Flexocompresión

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento flexionante incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales de la sección 2.1, o bien con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, F_R , se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

2.3.1 Excentricidad mínima

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05h \geq 20$ mm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

2.3.2 Compresión y flexión en dos direcciones

Son aplicables las hipótesis de la sección 2.1. Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{R0}} \quad (2.16)$$

donde

P_R carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y ;

P_{R0} carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x=e_y=0$;

P_{Rx} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría; y

P_{Ry} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

La ec 2.16 es válida para $P_R/P_{R0} \geq 0.1$. Los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad prescrita en la sección 2.3.1.

Para valores de P_R/P_{R0} menores que 0.1, se usará la expresión siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (2.17)$$

donde

M_{ux} y M_{uy} momentos de diseño alrededor de los ejes X y Y; y

M_{Rx} y M_{Ry} momentos resistentes de diseño alrededor de los mismos ejes.

2.4 Aplastamiento

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo de diseño no se tomará mayor que

$$F_R f_c^*$$

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$$

donde A_1 es el área de contacto y A_2 es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

Esta disposición no se aplica a los anclajes de tendones postensados (sección 9.6.1.3).

2.5 Fuerza cortante

2.5.1 Fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR}

Las expresiones para V_{cR} que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal h es mayor que 700 mm, el valor de V_{cR} deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004 (h - 700) \quad (2.18)$$

El factor calculado con la expresión 2.18 no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8. La dimensión h estará en mm.

2.5.1.1 Vigas sin presfuerzo

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} , se calculará con el criterio siguiente:

Si $p < 0.015$

$$V_{cR} = 0.3F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \quad (2.19)$$

$$\left(V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \right)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = 0.16F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.20)$$

$$\left(V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cR} será el valor obtenido con la ec. 2.20 multiplicado por

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{V d} > 1.0$$

pero sin que se tome V_{cR} mayor que

$$0.47F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

En el factor anterior M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, respectivamente. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ec. 2.20 sin modificar el resultado. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{CR} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecs. 2.19 ó 2.20, según sea el caso.

Cuando una carga concentrada actúa a no más de $0.5d$ del paño de un apoyo, el tramo de viga comprendido entre la carga y el paño del apoyo, además de cumplir con los requisitos de esta sección, se revisará con el criterio de cortante por fricción de la sección 2.5.10.

Para secciones T, I o L, en todas las expresiones anteriores se usará el ancho, b' , en lugar de b . Si el patín está a compresión, al producto $b'd$ pueden sumarse las cantidades t^2 en vigas T e I, y $t^2/2$ en vigas L, siendo t el espesor del patín.

2.5.1.2 Elementos anchos

En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{CR} puede tomarse igual a

$$0.16F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

independientemente de la cuantía de refuerzo. Se hace hincapié en que el refuerzo para flexión debe cumplir con los requisitos de la sección 5.1, es decir, debe estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante; en zapatas de sección constante para lograr este anclaje basta, entre otras formas, suministrar en los extremos de las barras dobleces a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 diámetros de la barra.

Si el espesor es mayor de 600 mm, o la relación M/Vd excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valorará con el criterio que se aplica a vigas (sección 2.5.1.1). El refuerzo para flexión debe estar anclado como se indica en el párrafo anterior.

2.5.1.3 Miembros sujetos a flexión y carga axial

a) Flexocompresión

En miembros a flexocompresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, P_u , no exceda de

$$F_R (0.7f_c^* A_g + 200 A_s)$$

$$\left(F_R (0.7f_c^* A_g + 2000 A_s) \right)$$

la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.19 ó 2.20 por

$$1 + 0.07 P_u / A_g$$

$$\left(1 + 0.007 P_u / A_g \right)$$

usando A_s en mm^2 , f_c^* en MPa y P_u en N (o en cm^2 , kg/cm^2 y kg , respectivamente en la ecuación en paréntesis).

Para valorar la cuantía p se usará el área de las barras de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y $0.33A_s$ en secciones circulares, donde A_s es el área total de

acero en la sección. Para estas últimas, $b d$ se sustituirá por A_g , donde A_g es el área bruta de la sección transversal.

Si P_u es mayor que

$$F_R (0.7 f_c^* A_g + 200 A_s)$$

$$\left(F_R (0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s) \right)$$

V_{cR} se hará variar linealmente en función de P_u , hasta cero para

$$P_u = F_R (A_g f_c^* + A_s f_y)$$

b) Flexotensión

En miembros sujetos a flexotensión, V_{cR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.19 ó 2.20 por

$$\left(1 - 0.3 P_u / A_g \right)$$

Para evaluar la cuantía p y tratar secciones circulares, se aplicará lo antes dicho para miembros a flexocompresión.

2.5.1.4 Miembros de concreto presforzado

a) Presfuerzo total adherido

En secciones con presfuerzo total (Cap. 9), donde los tendones estén adheridos y no estén situados en la zona de transferencia, la fuerza V_{cR} se calculará con la expresión

$$V_{cR} = F_R b d \left(0.05 \sqrt{f_c^*} + 5 \frac{V d_p}{M} \right) \quad (2.21)$$

$$\left(V_{cR} = F_R b d \left(0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 \frac{V d_p}{M} \right) \right)$$

Sin embargo, no es necesario tomar V_{cR} menor que

$$0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

ni deberá tomarse mayor que

$$0.4 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(1.3 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

En la expresión 2.21, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección transversal, y d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo. El peralte efectivo, d, es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total.

b) Presfuerzo parcial o presfuerzo no adherido

En secciones con presfuerzo parcial, y en secciones con presfuerzo total donde los tendones no estén adheridos, o situados en la zona de transferencia, se aplicarán las ecs. 2.19 ó 2.20, según el caso. El peralte efectivo, d, se calculará con la expresión

$$\frac{A_{sp} f_{sp} d_p + A_s f_y d_s}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}$$

donde

A_{sp} área de acero de presfuerzo;

f_{sp} esfuerzo en el acero de presfuerzo, A_{sp} , cuando se alcanza la resistencia a flexión del elemento; y

d_s distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario a tensión.

En ambos casos la contribución de los patines en vigas T, I y L se valuarán con el criterio que se prescribe en la sección 2.5.1.1 para vigas sin presfuerzo.

2.5.2 Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo

2.5.2.1 Requisitos generales

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado, uniéndola según la sección 5.6.2. Los estribos deben rematarse como se indica en la sección 5.1.7.

Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de f_y mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²). Para dimensionar, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²).

No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45 grados, ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30 grados.

2.5.2.2 Refuerzo mínimo

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{CR} . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{v,\min} = 0.10 \sqrt{f_c^*} \frac{b s}{f_y} \quad (2.22)$$

$$\left(A_{v,\min} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{b s}{f_y} \right)$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, d/2.

2.5.2.3 Separación del refuerzo transversal

- a) Cuando V_u sea mayor que V_{cR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}} \quad (2.23)$$

donde

A_v área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s ;

θ ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza; y

V_{sR} fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{sR} = V_u - V_{cR}$).

Para secciones circulares se sustituirá el peralte efectivo, d , por el diámetro de la sección, D .

El refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el calculado según la sección 2.5.2.2. La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

- b) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$0.47F_R b d \sqrt{f_c^*}$$
$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d.

- c) Si V_u es mayor que

$$0.47F_R b d \sqrt{f_c^*}$$
$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25d.

2.5.2.4 Limitación para V_u

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

- a) En vigas

$$0.8F_R b d \sqrt{f_c^*}$$
$$\left(2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

- b) En columnas

$$0.6F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(2F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

c) En marcos dúctiles, donde V_{cR} sea igual a cero

$$0.6F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(2F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

2.5.2.5 Fuerza cortante que toma un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas

Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará con

$$A_v = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y \text{ sen } \theta} \quad (2.24)$$

En este caso no se admitirá que V_u sea mayor que

$$0.47F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

2.5.3 Refuerzo por tensión diagonal en vigas presforzadas

2.5.3.1 Requisitos generales

Este refuerzo estará formado por estribos perpendiculares al eje de la pieza, con esfuerzo especificado de fluencia, f_y , no mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²), o por malla de alambre soldado cuyo esfuerzo especificado de fluencia, f_y , no se tomará mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²).

2.5.3.2 Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo por tensión diagonal prescrito en la sección 2.5.2.2 se usará, asimismo, en vigas parcial o totalmente presforzadas; en las totalmente presforzadas la separación de los estribos que forman el refuerzo mínimo será de 0.75h.

2.5.3.3 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal

Cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que V_{cR} , se requiere refuerzo por tensión diagonal. Su contribución a la resistencia se determinará con la ec. 2.23 con las limitaciones siguientes:

a) Vigas con presfuerzo total

- 1) La separación de estribos no debe ser menor de 60 mm.
- 2) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que $0.47F_R b d \sqrt{f_c^*}$ (si se usa MPa y mm, o $1.5F_R b d \sqrt{f_c^*}$ si se usa kg/cm² y cm) la separación no deberá ser mayor que 0.75h, donde h es el peralte total de la pieza.

3) Si V_u es mayor que $0.47F_R bd \sqrt{f_c^*}$ (si se usa MPa y mm, o $1.5F_R bd \sqrt{f_c^*}$ si se usa kg/cm² y cm) la separación de los estribos no deberá ser mayor que $0.37h$.

4) En ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que $0.8F_R bd \sqrt{f_c^*}$ ($2.5F_R bd \sqrt{f_c^*}$ si se usa kg/cm² y cm)

b) Vigas con presfuerzo parcial

En vigas con presfuerzo parcial se aplicará lo dispuesto en la sección 2.5.2 para elementos sin presfuerzo.

2.5.4 Proximidad a reacciones y cargas concentradas

Cuando una reacción comprima directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia d del paño de apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d . En elementos presforzados, las secciones situadas a menos de $h/2$ del paño del apoyo pueden dimensionarse con la fuerza cortante de diseño que actúa a $h/2$.

Cuando una carga concentrada se transmite al miembro a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión.

Para el efecto, se deberá colocar refuerzo transversal (estribos de suspensión) en la zona de intersección de las vigas, sobre la viga principal (fig. 2.1). Este refuerzo deberá resistir una fuerza cortante igual a

$$V_u \frac{h_s}{h_p}$$

donde V_u es la suma de las fuerzas cortantes de diseño de las vigas secundarias y h_s y h_p son los peraltes de las vigas secundaria y principal, respectivamente. Es adicional al necesario por fuerza cortante en la viga principal, y se colocará en ella en la longitud indicada en la fig. 2.1.

El lecho inferior del refuerzo longitudinal de la viga secundaria deberá colocarse sobre el correspondiente de la viga principal, y deberá anclarse en ella considerando como sección crítica el paño de los estribos adicionales (fig. 2.1).

2.5.5 Vigas con tensiones perpendiculares a su eje

Si una carga se transmite a una viga de modo que produzca tensiones perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben cargas de losa en su parte inferior, se suministrarán estribos adicionales en la viga calculados para que transmitan la carga a la viga.

2.5.6 Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal

En tramos comprendidos a un peralte efectivo de las secciones donde, en zonas de tensión, se interrumpa más que 33 por ciento, o traslape más que 50 por ciento del refuerzo longitudinal, la fuerza cortante máxima que puede tomar el concreto se considerará de $0.7V_{cR}$.

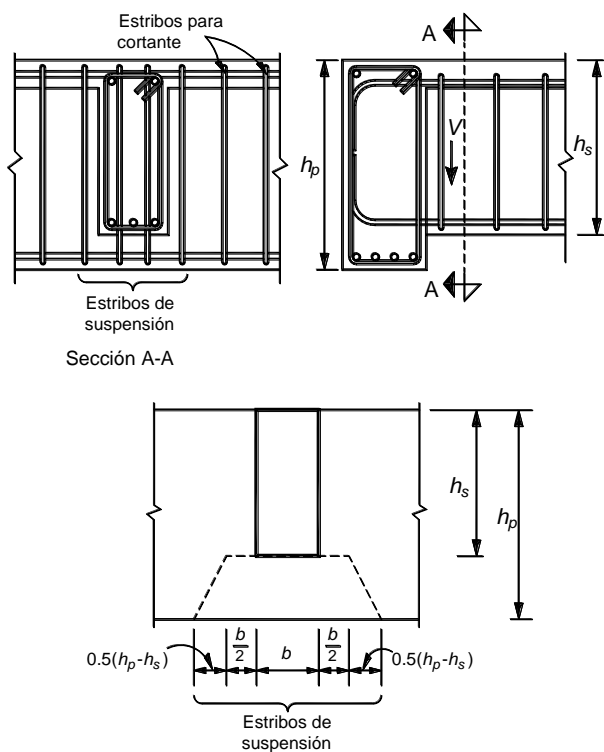


Figura 2.1 Transmisión de fuerzas y conexión entre vigas secundarias y principales

2.5.7 Fuerza cortante en vigas diafragma

Para determinar la fuerza cortante, V_{CR} , que resiste el concreto en vigas diafragma (definidas en la sección 2.2.5), se aplicará lo que en la sección 2.5.1.1 se dispone para vigas con relación L/h menor que 4.

2.5.7.1 Sección crítica

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a $0.15L$ en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas, pero no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

2.5.7.2 Refuerzo mínimo

En las vigas diafragma se suministrarán refuerzos vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos de la sección 5.7, para refuerzo por cambios volumétricos.

2.5.7.3 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal

Si la fuerza cortante de diseño, V_u , es mayor que V_{CR} , la diferencia se tomará con refuerzo. El refuerzo que se determine en la sección crítica antes definida se usará en todo el claro.

a) En vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas dicho refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales, cuyas contribuciones se determinarán como:

1) Contribución del refuerzo vertical

La contribución del refuerzo vertical, A_v , se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_{yv} d A_v \frac{1+L/d}{s} \quad (2.25)$$

donde

A_v área del acero vertical comprendida en cada distancia s ; y

f_{yv} esfuerzo de fluencia del acero A_v .

2) Contribución del refuerzo horizontal

La contribución del refuerzo horizontal, A_{vh} , se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_{yh} d A_{vh} \frac{1-L/d}{s_h} \quad (2.26)$$

donde

A_{vh} área de acero horizontal comprendida en cada distancia s_h ; y

f_{yh} esfuerzo de fluencia del acero A_{vh} .

- b) En vigas donde las cargas y reacciones no comprimen directamente dos caras opuestas, además de lo aquí prescrito, se tomarán en cuenta las disposiciones de las secciones 2.5.4 y 2.5.5 que sean aplicables.

Las zonas próximas a los apoyos se dimensionarán de acuerdo con la sección 6.1.4.4.

2.5.7.4 Limitación para V_u

La fuerza V_u no debe ser mayor que

$$0.6F_R b d \sqrt{f_c^*} \\ \left(2F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

2.5.8 Refuerzo longitudinal en trabes

Deberá proporcionarse acero longitudinal adicional en las paredes verticales del elemento, que estará constituido, como mínimo, por barras de 7.9 mm de diámetro (número 2.5) colocadas con una separación máxima de 350 mm.

2.5.9 Fuerza cortante en losas y zapatas

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

- a) La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. Este caso se trata de acuerdo con las disposiciones de las secciones 2.5.1.1, 2.5.1.2 y 2.5.2. En losas planas, para esta revisión se supondrá que el 75 por ciento de la fuerza cortante actúa en la franja de columna y el 25 por ciento en las centrales (sección 6.3.3.2).
- b) Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. En este caso se procederá como se indica en las secciones 2.5.9.1 a 2.5.9.5.

2.5.9.1 Sección crítica

La sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la losa o zapata y se localizará de acuerdo con lo siguiente:

- a) Si el área donde actúa la reacción o la carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$, donde d es el peralte efectivo de la losa.
- b) Si el área cargada tiene entrantes, en ellas la sección crítica se hará pasar de modo que su perímetro sea mínimo y que en ningún punto su distancia a la periferia del área cargada sea menor que $d/2$. Por lo demás, se aplicará lo dicho en el inciso 2.5.9.1.a.
- c) En losas planas aligeradas también se revisará como sección crítica la situada a $d/2$ de la periferia de la zona maciza alrededor de las columnas.
- d) Cuando en una losa o zapata haya aberturas que disten de una carga o reacción concentradas menos de diez veces el espesor del elemento, o cuando la abertura se localice en una franja de columna, como se define en la sección 6.3.3.2, no se considerará efectiva la parte de la sección crítica comprendida entre las rectas tangentes a la abertura y concurrentes en el centroide del área cargada.

2.5.9.2 Esfuerzo cortante de diseño

- a) Si no hay transmisión de momento entre la losa o zapata y la columna, o si el momento por transmitir, M_u , no excede de $0.2V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño, v_u , se calculará con la expresión siguiente:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (2.27)$$

donde b_o es el perímetro de la sección crítica y V_u la fuerza cortante de diseño en dicha sección.

- b) Cuando haya transferencia de momento, se supondrá que una fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \quad (2.28)$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (fig. 2.2). En columnas rectangulares c_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1 . En

columnas circulares $c_1 = c_2 = 0.9D$. El resto del momento, es decir la fracción $1 - \alpha$, debe transmitirse por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, de acuerdo con la sección 8.4.

2.5.9.3 Resistencia de diseño del concreto

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de

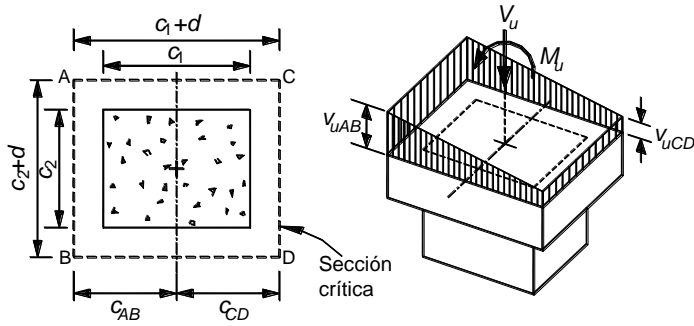
$$0.3F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} ; \text{ ni de } 0.3F_R \sqrt{f_c^*} \quad (2.29)$$

$$\left(F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} ; \text{ ni de } F_R \sqrt{f_c^*} \right)$$

a menos que se suministre refuerzo como se indica en las secciones 2.5.9.4 y 2.5.9.5.

En la expresión anterior, γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción.

Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, en la ec. 2.29 y en las secciones 2.5.9.4 y 2.5.9.5, el factor de resistencia F_R se tomará igual a 0.7 en lugar de 0.8.



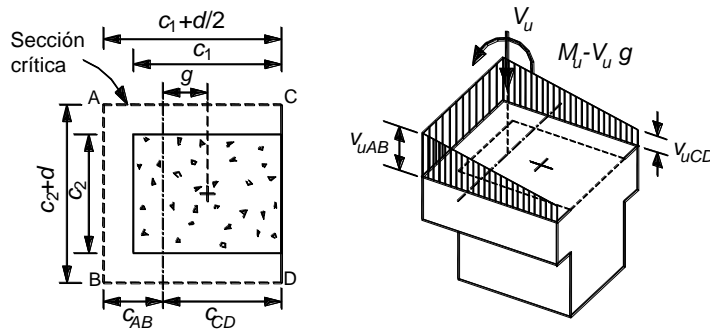
$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c}$$

$$v_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

a) columna interior



$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha (M_u - V_u g) c_{AB}}{J_c}$$

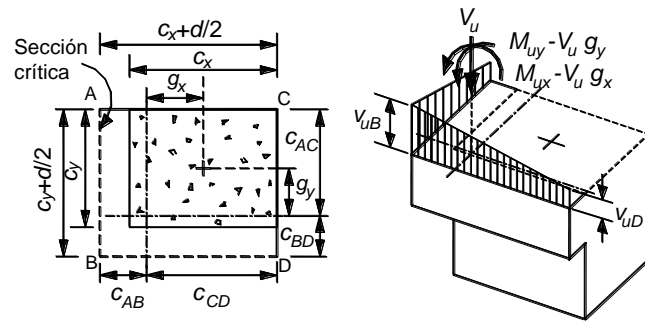
$$v_{uC} = v_{uD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha (M_u - V_u g) c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = d(2c_1 + c_2 + 2d)$$

$$c_{AB} = \frac{(c_1 + d/2)^2 d}{A_{cr}} ; \quad g = (c_1 + d)/2 - c_{AB}$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d/2)^3}{6} + \frac{(c_1 + d/2)d^3}{6} + (c_2 + d)d c_{AB}^2 + 2(c_1 + d/2)d \left(\frac{c_1 + d/2}{2} - c_{AB} \right)^2$$

b) columna de borde



$$v_{uA} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x (M_{uX} - V_u g_x) c_{AB}}{J_{cx}} - \frac{\alpha_y (M_{uY} - V_u g_y) c_{AC}}{J_{cy}}$$

$$v_{uB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha_x (M_{uX} - V_u g_x) c_{AB}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y (M_{uY} - V_u g_y) c_{BD}}{J_{cy}}$$

$$v_{uD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha_x (M_{uX} - V_u g_x) c_{CD}}{J_{cx}} + \frac{\alpha_y (M_{uY} - V_u g_y) c_{BD}}{J_{cy}}$$

$$A_{cr} = d(c_x + c_y + d)$$

$$c_{AB} = \frac{(c_x + d/2)^2 d}{2 A_{cr}} ; \quad c_{BD} = \frac{(c_y + d/2)^2 d}{2 A_{cr}}$$

$$g_x = (c_x + d)/2 - c_{AB} ; \quad g_y = (c_y + d)/2 - c_{BD}$$

$$J_{cx} = \frac{d(c_x + d/2)^3}{12} + \frac{(c_x + d/2) d^3}{12} + (c_y + d/2) d c_{AB}^2 + (c_x + d/2) d \left(\frac{c_x + d/2}{2} - c_{AB} \right)^2$$

$$J_{cy} = \frac{d(c_y + d/2)^3}{12} + \frac{(c_y + d/2) d^3}{12} + (c_x + d/2) d c_{BD}^2 + (c_y + d/2) d \left(\frac{c_y + d/2}{2} - c_{BD} \right)^2$$

c) columna de esquina

Figura 2.2 Transmisión de momento entre columna rectangular y losa o zapata

2.5.9.4 Refuerzo mínimo

En losas planas debe suministrarse un refuerzo mínimo que sea como el descrito en la sección 2.5.9.5, usando estribos de 6.4 mm o más de diámetro, espaciados a no más de $d/3$. Este refuerzo se mantendrá hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente. Si la losa es aligerada, el refuerzo mínimo se colocará en las nervaduras de ejes de columnas y en las adyacentes a ellas.

2.5.9.5 Refuerzo necesario para resistir la fuerza cortante

a) Consideraciones generales

Para calcular el refuerzo necesario se considerarán dos vigas ficticias perpendiculares entre sí, que se cruzan sobre la columna. El ancho, b , de cada viga será igual al peralte efectivo de la losa, d , más la dimensión horizontal de la cara de columna a la cual llega si ésta es rectangular y su peralte será igual al de la losa. Si la columna es circular se puede tratar como cuadrada de lado igual a $(0.8D - 0.2d)$, donde D es el diámetro de la columna. En cada una de estas vigas se suministrarán estribos verticales cerrados con una barra longitudinal en cada esquina y cuya separación será 0.85 veces la calculada con la ec. 2.23, sin que sea mayor que $d/3$; la separación transversal entre ramas verticales de los estribos no debe exceder de 200 mm.

La separación determinada para cada viga en la sección crítica se mantendrá en una longitud no menor que un cuarto del claro entre ejes de columnas en el caso de losas planas, o hasta el borde en zapatas, a menos que mediante un análisis se demuestre que puede interrumpirse antes.

b) Resistencia de diseño

Al aplicar la ec. 2.23 se supondrá

$$V_u = v_u b d \quad (2.30)$$

y

$$V_{cR} = 0.4 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.31)$$

$$\left(V_{cR} = 0.13 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

donde v_u es el esfuerzo cortante máximo de diseño que actúa en la sección crítica en cada viga ficticia, calculado de acuerdo con la sección 2.5.9.2

En ningún caso se admitirá que v_u sea mayor que

$$1.3 F_R \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(0.4 F_R \sqrt{f_c^*} \right)$$

2.5.10 Resistencia a fuerza cortante por fricción

2.5.10.1 Requisitos generales

Estas disposiciones se aplican en secciones donde rige el cortante directo y no la tensión diagonal (en ménsulas cortas, por ejemplo, y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). En tales casos, si se necesita refuerzo, éste deberá ser perpendicular al plano crítico por cortante directo. Dicho refuerzo debe estar bien distribuido en la sección definida por el plano crítico y debe estar anclado a ambos lados de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano mencionado.

2.5.10.2 Resistencia de diseño

La resistencia a fuerza cortante, V_R , se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones 2.32 a 2.34:

$$F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (2.32)$$

$$F_R [1.4A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)] \quad (2.33)$$

$$\left(F_R [14A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)] \right)$$

$$0.25 F_R f_c^* A \quad (2.34)$$

donde

A_{vf} área del refuerzo por cortante por fricción;

A área de la sección definida por el plano crítico;

N_u fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico; y

μ coeficiente de fricción que se tomará igual a:

1.4 en concreto colado monolíticamente;

1.0 para concreto colado contra concreto endurecido; o

0.7 entre concreto y acero laminado.

Los valores de μ anteriores se aplicarán si el concreto endurecido contra el que se coloca concreto fresco está limpio y libre de lechada, y tiene rugosidades con amplitud total del orden de 5 mm o más, así como si el acero está limpio y sin pintura.

En las expresiones anteriores, f_y no se supondrá mayor de 412 MPa (4 200 kg/cm²).

2.5.10.3 Tensiones normales al plano crítico

Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o por flexión, en A_{vf} no se incluirá el área de acero necesaria por estos conceptos.

2.6 Torsión

Las disposiciones que siguen son aplicables a tramos sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total del miembro. Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa a un peralte efectivo.

En esta sección se entenderá por un elemento con sección transversal hueca a aquél que tiene uno o más huecos longitudinales, de tal manera que el cociente entre A_g y A_{cp} es menor que 0.85. El área A_g en una sección hueca es sólo el área del concreto y no incluye el área de los huecos; su perímetro es el mismo que el de A_{cp} . A_{cp} es el área de la sección transversal incluida en el perímetro exterior del elemento de concreto, p_{cp} . En el cálculo de A_{cp} y p_{cp} , en elementos colados monóticamente con la losa, se deberán incluir los tramos de losa indicados en la fig. 2.3, excepto cuando el parámetro A_{cp}^2/p_{cp} , calculado para vigas con patines, sea menor que el calculado para la misma viga ignorando los patines.

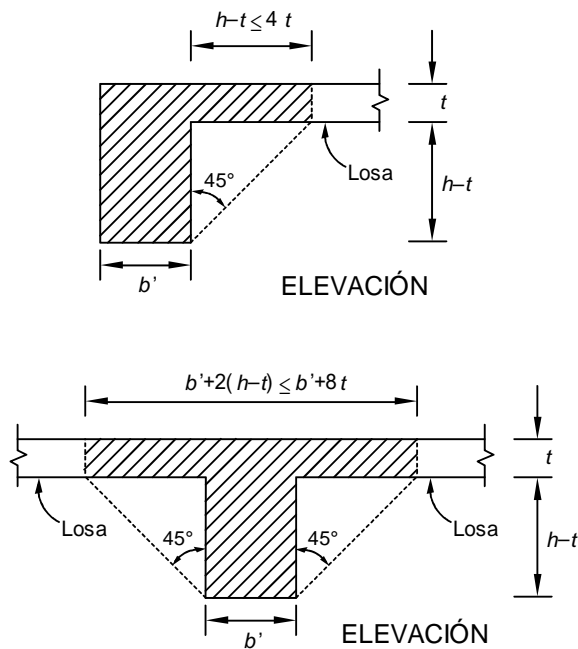


Figura 2.3 Ejemplos del tramo de losa que debe considerarse en el cálculo de A_{cp} y p_{cp}

Si la sección se clasifica como maciza, A_g se hará igual a A_{cp} en las expresiones 2.35, 2.36 y 2.37.

2.6.1 Elementos en los que se pueden despreciar los efectos de torsión.

Pueden despreciarse los efectos de torsión en un elemento si el momento torsionante de diseño, T_u , es menor que:

a) Para miembros sin presfuerzo

$$0.083 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \quad (2.35)$$

$$\left(0.27 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$$

b) Para miembros con presfuerzo

$$0.083 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3f_{cp}}{\sqrt{f_c^*}}} \quad (2.36)$$

$$\left(0.27 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{cp}}{\sqrt{f_c^*}}} \right)$$

donde f_{cp} es el esfuerzo de compresión efectivo debido al presfuerzo (después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo), en el centroide de la sección transversal que resiste las fuerzas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el patín, cuando el centroide queda dentro del patín.

En elementos de sección compuesta, f_{cp} , es el esfuerzo de compresión resultante en el centroide de la sección compuesta, o en la unión del alma y el patín, cuando el centroide queda dentro del patín, debido al presfuerzo y a los momentos que son únicamente resistidos por el elemento prefabricado.

c) Para miembros no presforzados sujetos a tensión o compresión axial

$$0.083 \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f_c^*}}} \quad (2.37)$$

$$\left(0.27 \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \sqrt{f_c^*}}} \right)$$

donde N_u es positiva en compresión.

Los elementos en que, de acuerdo con esta sección, no pueda despreciarse la torsión, tendrán refuerzo por torsión diseñado según la sección 2.6.3, y sus dimensiones mínimas serán las allí señaladas.

2.6.2 Cálculo del momento torsionante de diseño, T_u

En el análisis, para calcular T_u se usará la sección no agrietada.

2.6.2.1 Cuando afecta directamente al equilibrio

En estructuras en donde la resistencia a torsión se requiere para mantener el equilibrio (fig. 2.4.a) y, además, T_u excede a lo dispuesto en la sección 2.6.1, T_u será el momento torsionante que resulte del análisis, multiplicado por el factor de carga correspondiente.

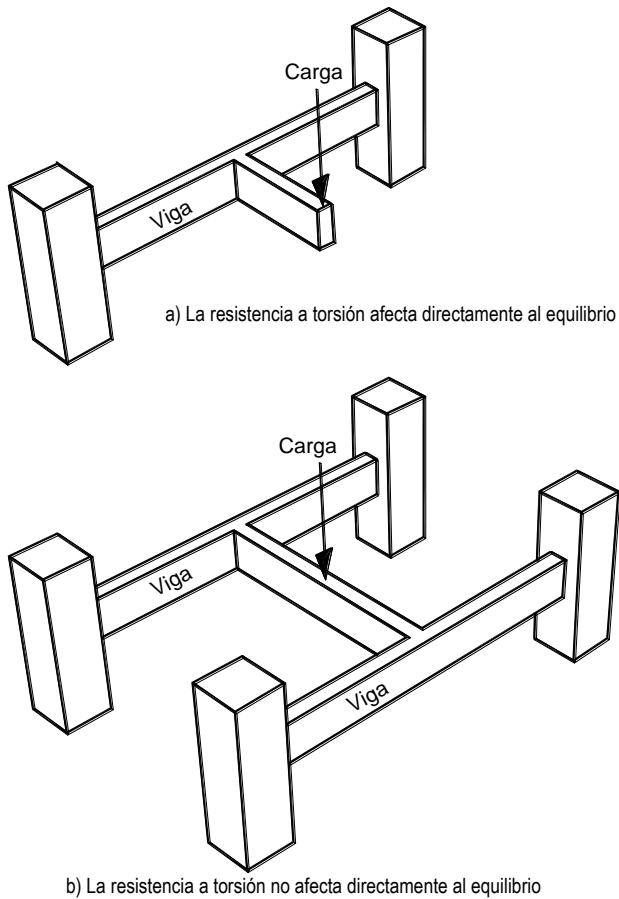


Figura 2.4 Ejemplos de vigas en las que existe torsión

2.6.2.2 Cuando no afecta directamente al equilibrio

En estructuras en donde la resistencia a torsión no afecte directamente al equilibrio, es decir, en estructuras estáticamente indeterminadas donde puede ocurrir una reducción del momento torsionante en un miembro debido a la redistribución interna de fuerzas cuando el elemento se agrieta (fig. 2.4.b), el momento torsionante de diseño, T_u , puede reducirse a los valores de las ecs. 2.38 y 2.39, modificando las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de manera que se conserve el equilibrio:

a) Para elementos sin presfuerzo

$$0.3F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad (2.38)$$

$$\left(F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

b) Para elementos con presfuerzo

$$0.3 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3f_{cp}}{\sqrt{f_c^*}}} \quad (2.39)$$

$$\left(F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{f_{cp}}{\sqrt{f_c^*}}} \right)$$

c) Para miembros no presforzados sujetos a tensión o compresión axial

$$0.3 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f_c^*}}} \quad (2.40)$$

$$\left(F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \sqrt{f_c^*}}} \right)$$

2.6.2.3 Cuando pasa de una condición isostática a hiperestática

Cuando en una estructura se presente una condición isostática y, posteriormente, la posibilidad de una redistribución interna de fuerzas (condición hiperestática), el momento de diseño final, T_u , será como sigue:

$$T_u = T_{ui} + T_{uh} \quad (2.41)$$

donde

T_{ui} momento torsionante de diseño (sin ninguna reducción), calculado considerando sólo las cargas que actúan en la condición isostática; y

T_{uh} momento torsionante de diseño, causado por las cargas adicionales a las que originan T_{ui} , que se tiene en la condición hiperestática. Para el cálculo de T_{uh} se considerará lo especificado en la sección 2.6.2.2.

2.6.3 Resistencia a torsión

2.6.3.1 Dimensiones mínimas

Las dimensiones de la sección transversal del elemento sometido a torsión deben ser tales que:

a) Para elementos de sección transversal maciza se cumpla:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq F_R \left(\frac{V_{cR}}{b d} + 0.67 \sqrt{f_c^*}\right) \quad (2.42)$$

$$\left(\sqrt{\left(\frac{V_u}{b d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq F_R \left(\frac{V_{cR}}{b d} + 2 \sqrt{f_c^*}\right) \right)$$

b) Para elementos de sección transversal hueca se cumpla:

$$\frac{V_u}{b d} + \frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq F_R \left(\frac{V_{cR}}{b d} + 0.67 \sqrt{f_c^*} \right) \quad (2.43)$$

$$\left(\frac{V_u}{b d} + \frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq F_R \left(\frac{V_{cR}}{b d} + 2 \sqrt{f_c^*} \right) \right)$$

donde

p_h perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión más alejado; y

A_{oh} área comprendida por p_h , (figura 2.5).

c) Si el espesor de la pared de una sección transversal hueca varía a lo largo del perímetro de dicha sección, la ecuación 2.43 deberá evaluarse en la condición más desfavorable, es decir, cuando el término del lado izquierdo sea mínimo.

d) Si el espesor de la pared es menor que A_{oh} / p_h , el segundo término de la ec. 2.43 deberá tomarse como:

$$\frac{T_u}{1.7 A_{oh} t}$$

donde t es el espesor de la pared de la sección transversal hueca en el punto que se está revisando.

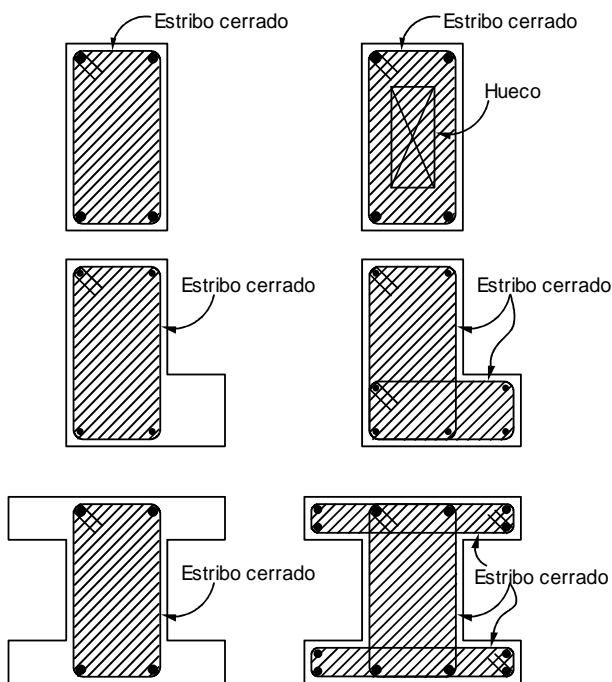


Figura 2.5 Definición del área A_{oh} (zonas sombreadas)

2.6.3.2 Refuerzo por torsión

El refuerzo por torsión consistirá de refuerzo transversal y de refuerzo longitudinal.

a) Refuerzo transversal

El área de estribos cerrados que formarán el refuerzo transversal por torsión se calculará con la expresión siguiente:

$$A_t = \frac{T_u s}{F_R 2 A_o f_{yv} \cot \varphi} \quad (2.44)$$

donde

A_t área transversal de una sola rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación s ;

A_o área bruta encerrada por el flujo de cortante e igual a $0.85 A_{oh}$;

s separación de los estribos que resisten la torsión;

f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia de los estribos; el cual no excederá de 412 MPa (4 200 kg/cm²); y

φ ángulo con respecto al eje de la pieza, que forman los puntales de compresión que se desarrollan en el concreto para resistir torsión según la teoría de la analogía de la armadura espacial (fig. 2.6). No debe ser menor de 30 grados ni mayor de 60 grados. Se recomienda que $\varphi = 45$ grados para elementos sin presfuerzo o parcialmente presfuerzados y $\varphi = 37.5$ grados para elementos totalmente presfuerzados.

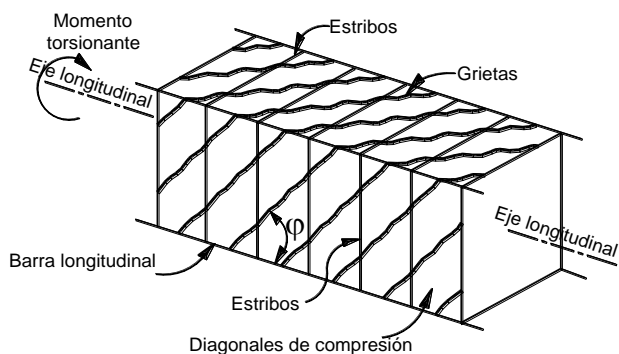


Figura 2.6 Analogía de la armadura espacial, en torsión pura

b) Refuerzo longitudinal

El área de barras longitudinales para torsión, A_{st} , adicionales a las de flexión, no será menor que la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \cot^2 \varphi \quad (2.45)$$

donde

f_y esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo longitudinal para torsión; y

φ debe tener el mismo valor que el utilizado en la ec. 2.44.

2.6.3.3 Detalles del refuerzo

a) Refuerzo transversal

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro, anclados por medio de ganchos que formen un ángulo de 135 grados, y por barras longitudinales o tendones. En miembros circulares los estribos serán circulares.

El refuerzo necesario para torsión se combinará con el requerido para otras fuerzas interiores, a condición de que el área suministrada no sea menor que la suma de las áreas individuales necesarias y que se cumplan los requisitos más restrictivos en cuanto a separación y distribución del refuerzo.

El refuerzo por torsión se suministrará cuando menos en una distancia igual a la suma del peralte total más el ancho ($h + b$), más allá del punto teórico en que ya no se requiere.

En secciones huecas, la distancia entre el eje del refuerzo transversal por torsión y la cara interior de la pared de la sección hueca no será menor que

$$0.5 \frac{A_{oh}}{P_h}$$

b) Refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal deberá tener la longitud de desarrollo más allá de la sección donde deja de ser necesaria por torsión. El diámetro mínimo de las barras que forman el refuerzo longitudinal será de 12.7 mm (número 4).

En vigas presforzadas, el refuerzo longitudinal total (incluyendo el acero de presfuerzo) en una sección debe resistir el momento flexionante de diseño en dicha sección más una fuerza de tensión longitudinal concéntrica igual a $A_{st} f_y$, basada en la torsión de diseño que se tiene en la misma sección.

2.6.3.4 Refuerzo mínimo por torsión

a) Refuerzo transversal

En los elementos en que se requiera refuerzo por torsión, deberá proporcionarse un área de acero transversal mínima que se calculará con la siguiente expresión:

$$A_v + 2A_t = 0.10 \sqrt{f_c} * \frac{b s}{f_{yv}} \quad (2.46)$$

$$\left(A_v + 2A_t = 0.30 \sqrt{f_c} * \frac{b s}{f_{yv}} \right)$$

pero no será menor que $bs/(3f_{yv})$ ($3.5bs/f_{yv}$ para la expresión en paréntesis), donde A_v es el área transversal de dos ramas de un estribo cerrado y A_t es el área transversal de una sola rama de un estribo cerrado, en mm^2 (cm^2).

b) Refuerzo longitudinal

Debe proporcionarse un área de acero longitudinal mínima que está determinada por:

$$A_{st,min} = \frac{\sqrt{f_c} A_{cp}}{2.4 f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \quad (2.47)$$

$$\left(A_{st,min} = \frac{1.3 \sqrt{f_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} \right)$$

En donde $\frac{A_t}{s}$ no deberá ser menor que $\frac{b}{5.8 f_{yv}}$ mm $\left(\frac{1.75 b}{f_{yv}}, \text{ en cm} \right)$

2.6.3.5 Separación del refuerzo por torsión

La separación s , determinada con la ec. 2.44, no será mayor que $p_h/8$, ni que 300 mm.

El refuerzo longitudinal debe distribuirse en el perímetro de los estribos cerrados con una separación máxima de 300 mm y se colocará una barra en cada esquina de los estribos. Las barras o tendones longitudinales deberán colocarse dentro de los estribos.

3. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

3.1 Esfuerzos bajo condiciones de servicio

Para estimar los esfuerzos producidos en el acero y el concreto por acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento exterior, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero. Si el momento de agrietamiento es menor que el momento actuante, se recurrirá a la sección transformada, despreciando el concreto agrietado. Para valuar el momento de agrietamiento se usará el módulo de rotura, $\overline{f_f}$, prescrito en la sección 1.5.1.3.

3.2 Deflexiones

Las dimensiones de elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites prescritos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

3.2.1 Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

La deflexión total será la suma de la inmediata más la diferida.

3.2.1.1 Deflexiones inmediatas

Las deflexiones que ocurren inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas. A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con la sección 1.5.1.4 y con el momento de inercia efectivo, I_e calculado con la ec 3.1, pero no mayor que I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{máx}} \right)^3 \right] I_{ag} \quad (3.1)$$

donde

$$M_{ag} = \frac{\overline{f_f} I_g}{h_2} \quad (\text{momento de agrietamiento}) \quad (3.2)$$

$M_{máx}$ momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión; y h_2 distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión.

En forma opcional, y como simplificación de la estimación anterior, se puede emplear el momento de inercia de la sección transformada agrietada (I_{ag}) en vez del momento de inercia efectivo.

En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado en la forma siguiente:

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4} \quad (3.3)$$

donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en un extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la ec. 3.3 el denominador será igual a 3.

3.2.1.2 Deflexiones diferidas

A no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase 1, sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata, calculada de acuerdo con la sección 3.2.1.1 para la carga sostenida considerada, por el factor

$$\frac{2}{1 + 50p'} \quad (3.4)$$

donde p' es la cuantía de acero a compresión (A_s'/bd). En elementos continuos se usará un promedio de p' calculado con el mismo criterio aplicado para determinar el momento de inercia.

Para elementos de concreto normal clase 2, el numerador de la ec. 3.4 será igual a 4.

3.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia mayor de 300 MPa (3 000 kg/cm²) para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que la cantidad

$$f_s \sqrt[3]{d_c A} \frac{h_2}{h_1} \quad (3.5)$$

no exceda los valores que se indican en la tabla 3.1, de acuerdo con la agresividad del medio a que se encuentre expuesta la estructura.

Tabla 3.1 Límites para la condición de agrietamiento

Clasificación de exposición (ver tabla 4.1)	de	Valores máximos de la ecuación 3.5, en N/mm (kg/cm)
A1		40 000 (40 000)
A2		
B1		30 000 (30 000)
B2		
C		
D		20 000 (20 000)

En la ecuación 3.5:

f_s esfuerzo en el acero en condiciones de servicio;

d_c recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella;

A área de concreto a tensión que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cuando el refuerzo principal conste de barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro);

h_1 distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo principal de tensión; y

h_2 distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada en tensión.

4. DISEÑO POR DURABILIDAD

4.1 Disposiciones generales

4.1.1 Requisitos básicos

La durabilidad será tomada en cuenta en el diseño, mediante la determinación de la clasificación de exposición de acuerdo con la sección 4.2 y, para esa clasificación, cumpliendo con los siguientes requisitos:

- a) Calidad y curado del concreto, de acuerdo con las secciones 4.3 a 4.6;
- b) Restricciones en los contenidos químicos, de acuerdo con la sección 4.8;
- c) Recubrimiento, de acuerdo con la sección 4.9; y
- d) Precauciones en la reacción álcali–agregado, de acuerdo con la sección 4.10.

4.1.2 Requisito complementario

Además de los requisitos especificados en la sección 4.1.1, el concreto sujeto a la abrasión originada por tránsito (p.ej. pavimentos y pisos) satisfará los requisitos de la sección 4.7.

4.1.3 Tipos de cemento

Los requisitos que se prescriben en las secciones 4.3, 4.4 y 4.9 parten de suponer el empleo de concreto con cemento portland ordinario. Pueden usarse otros tipos de cemento portland (p.ej. resistente a los sulfatos, baja reactividad álcali–agregado) o cementos mezclados, (p.ej. cemento portland puzolánico, cemento portland con escoria granulada de alto horno). Éstos deberán ser evaluados para establecer los niveles de desempeño equivalentes a los obtenidos con concretos de cemento portland ordinario.

Pueden usarse otros sistemas que consistan en la protección o impregnación de la capa superficial. Estos sistemas serán evaluados para establecer niveles de desempeño equivalente a los concretos de cemento portland ordinario, al determinar la influencia de la durabilidad del recubrimiento para alcanzar los 50 años de vida de diseño.

Cuando se requiera una expectativa de vida útil diferente de 50 años, las previsiones anteriores se pueden modificar. La modificación se hará con base en la equivalencia del criterio de desempeño establecido anteriormente, junto con el sobrentendido de que los concretos de cemento portland ordinario pueden proporcionar un nivel satisfactorio de protección al refuerzo contra la corrosión por 50 años.

4.2 Clasificación de exposición

La clasificación de la exposición para una superficie de un miembro reforzado o presforzado se determinará a partir de la tabla 4.1. Esta tabla no necesita aplicarse a miembros de concreto simple, si tales miembros no incluyen metales que dependan del concreto para su protección contra los efectos del medio ambiente.

Para determinar la calidad del concreto requerida de acuerdo con las secciones 4.3 a 4.6 y 4.8, la clasificación de exposición para el miembro será la que corresponda a la superficie que tenga la condición de exposición más desfavorable.

Para determinar los requisitos de recubrimiento para protección del refuerzo contra la corrosión de acuerdo con la sección 4.9.3, la clasificación de la exposición se tomará como la que corresponda a la superficie a partir de la cual se mide el recubrimiento.

4.3 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición A1 y A2

Miembros sujetos a clasificaciones de exposición A1 o A2 serán curados en forma continua bajo temperatura y presión del ambiente por al menos tres días a partir del colado.

El concreto en los miembros tendrán una resistencia a compresión especificada, f_c' , no menor de 20 MPa (200 kg/cm²).

4.4 Requisitos para concretos con clasificaciones de exposición B1, B2 y C

Miembros sujetos a clasificaciones de exposición B1, B2 o C serán curados en forma continua bajo condiciones de temperatura y presión del ambiente, por al menos siete días a partir del colado.

El concreto en el miembro tendrá una resistencia a compresión especificada, f_c' , no menor de:

- a) 20 MPa (200 kg/cm²) para clasificación B1;
- b) 25 MPa (250 kg/cm²) para clasificación B2; y
- c) 50 MPa (500 kg/cm²) para clasificación C.

Adicionalmente, en los concretos para la clasificación C se especificará un contenido mínimo de cemento portland ordinario y una relación de agua/cemento máxima (ver tabla 4.5).

4.5 Requisitos para concretos con clasificación de exposición D

El concreto en los miembros sujetos a una clasificación de exposición D se especificará para asegurar su durabilidad bajo la exposición ambiente particular que se tenga y para la vida útil de diseño escogida.

4.6 Requisitos para concretos expuestos a sulfatos

Los concretos que estarán expuestos a soluciones o a suelos que contienen concentraciones peligrosas de sulfatos serán hechos con cementos resistentes a sulfatos y cumplirán con las relaciones agua–materiales cementantes máximas y las resistencias a compresión mínimas presentadas en la tabla 4.2.

4.7 Requisitos adicionales para resistencia a la abrasión

En adición a los otros requisitos de durabilidad de esta sección, el concreto para miembros sujetos a la abrasión proveniente del tránsito, tendrá una resistencia a la compresión especificada no menor que el valor aplicable dado en la tabla 4.3.

En superficies expuestas a tránsito intenso, no se tomará como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se asignará una dimensión no menor de 15 mm, salvo que la superficie expuesta se endurezca con algún tratamiento.

4.8 Restricciones sobre el contenido de químicos contra la corrosión

4.8.1 Restricciones sobre el ion cloruro para protección contra la corrosión

El contenido total del ion cloruro en el concreto, calculado o determinado, basado en las mediciones del contenido de cloruros provenientes de los agregados, del agua de mezclado y de aditivos no excederá los valores dado en la tabla 4.4.

Cuando se hacen pruebas para determinar el contenido de iones de cloruro solubles en ácido, los procedimientos de ensayos se harán de acuerdo con ASTM C 1152.

No se adicionarán al concreto cloruros o aditivos químicos que los contengan en forma importante en elementos de concreto reforzado para clasificaciones de exposición B1, B2, o C, y en ningún elemento de concreto presforzado o curado a vapor.

Tabla 4.1 Clasificaciones de exposición

Superficies y ambiente de exposición	Clasificación de exposición
a) Superficie de miembros en contacto con el terreno:	
1) Protegida por una membrana impermeable	A1
2) En suelos no agresivos	A2
3) En suelos agresivos ¹	D
b) Superficies de miembros en ambientes interiores:	
1) Encerrado totalmente dentro de un edificio, excepto por breve periodo de exposición al ambiente durante la construcción ²	A1
2) En edificios o sus partes donde los miembros pueden estar sujetos a humedecimiento y secado repetido ²	B1
c) Superficies de miembros no en contacto con el terreno y expuestos a ambientes exteriores ³ que son:	
1) No agresivos	A2
2) Ligeramente agresivos	B1
3) Agresivos	B2
d) Superficies de miembros en agua ⁴ :	
1) En contacto con agua dulce (dura)	B1
En agua dulce a presión (dura)	B2
En agua dulce corriente (dura)	B2
2) En contacto con agua dulce (suave)	B2
En agua dulce a presión (suave)	D
En agua dulce corriente (suave)	D
3) En agua con más de 20 000 ppm de cloruros:	
– Sumergida permanentemente	B2
– En zonas con humedecimiento y secado	C
e) Superficies de miembros en otros ambientes:	
En cualquier ambiente de exposición no descritos en los incisos de (a) a (d)	D

¹ Se deben considerar agresivos los suelos permeables con pH < 4.0 o con agua freática que contiene más de un gramo (1 g) de iones de sulfato por litro. Suelos ricos en sales con pH entre 4 y 5 deben considerarse como clasificación de exposición C;

² Cuando se emplee en aplicaciones industriales, se deben considerar los efectos sobre el concreto de los procesos de manufactura que allí se realicen; en tales casos se puede requerir una reclasificación de la exposición a D;

³ La frontera entre los diferentes ambientes exteriores depende de muchos factores los cuales incluyen distancia desde la fuente agresiva, vientos dominantes y sus intensidades;

⁴ Para establecer las características de dureza del agua se requiere analizarla (ASTM E 1116).

Tabla 4.2 Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contengan sulfatos

Exposición a sulfatos	Sulfatos solubles en agua presentes en suelos, porcentaje por peso (SO ₄) en agua, ppm	Sulfatos (SO ₄) en agua, ppm	Tipos de cemento ¹	Máxima relación agua– materiales cementantes, por peso, concretos con agregados de peso normal ²	f _c ' mínima, concreto con agregado de peso normal y ligero, MPa (kg/cm ²)
Despreciable	0.00 ≤ SO ₄ < 0.10	0 ≤ SO ₄ < 150	—	—	—
Moderada ³	0.10 ≤ SO ₄ < 0.20	150 ≤ SO ₄ < 1500	CPP, CPEG, CPC	0.50	29 (300)
Severa	0.20 ≤ SO ₄ ≤ 2.00	1500 ≤ SO ₄ < 10 000	RS	0.45	34 (350)
Muy severa	SO ₄ > 2.00	SO ₄ > 10000	RS más puzolana ⁴	0.45	34 (350)

- ¹ CPP cemento portland puzolánico (clinker de cemento portland con C₃A < 8 %);
 CPEG cemento portland con escoria granulada de alto horno (clinker de cemento portland con C₃A < 8 %);
 CPC cemento portland compuesto (clinker de cemento portland con C₃A < 8 %);
 RS cemento portland resistente a los sulfatos (C₃A < 5 %);

² Se puede requerir relaciones agua–materiales cementantes más bajos o resistencias más altas para reducción de la permeabilidad o para protección del acero contra la corrosión;

³ Correspondería a agua de mar;

⁴ Puzolana que haya mostrado mediante ensaye o experiencias previas que mejora la resistencia a los sulfatos cuando se emplea en concreto fabricado con cemento portland resistente a los sulfatos.

4.8.2 Restricción en el contenido de sulfato

El contenido de sulfato en el concreto al momento del colado, expresado como el porcentaje del peso de SO₃ soluble en ácido con relación al peso de cemento, no será mayor que 5 por ciento.

4.8.3 Restricciones sobre otras sales

No se incorporarán al concreto otras sales a menos que se pueda mostrar que no afectan adversamente la durabilidad.

4.9 Requisitos para el recubrimiento del acero de refuerzo

4.9.1 Disposición general

El recubrimiento libre del acero de refuerzo será el mayor de los valores determinados de las secciones 4.9.2 y 4.9.3, a menos que se requieran recubrimientos mayores por resistencia al fuego.

4.9.2 Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto

El recubrimiento y el detallado del acero serán tales que el concreto pueda ser colocado y compactado adecuadamente de acuerdo con la sección 14.3.6.

El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes, 20 mm, en losas, 15 mm, y en cascarones, 10 mm. Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

4.9.3 Recubrimiento para protección contra la corrosión

Cuando el concreto es colado en cimbras y compactado de acuerdo con la sección 14.3.6, el recubrimiento en vigas, trabes y contratraves no será menor que el valor dado en la tabla 4.5, de acuerdo con la clasificación de exposición y la resistencia especificada del concreto. En losas, muros y elementos prefabricados el recubrimiento no será menor de 0.75 veces los indicados en la tabla 4.5, según corresponda, y no menor de 0.5 veces los mismos valores para el caso de cascarones.

Tabla 4.3 Requisitos de resistencia a compresión para abrasión¹

Miembro y/o tipo de tránsito	Resistencia a compresión especificada ² , f_c' , MPa (kg/cm ²)
Pisos comerciales e industriales sujetos a: Tránsito vehicular	25 (250)
Pavimentos o pisos sujetos a:	
a) Tránsito de poca frecuencia con llantas neumáticas (vehículos de hasta 30 kN [3 t])	25 (250)
b) Tránsito con frecuencia media con llantas neumáticas (vehículos de más de 30 kN [3 t])	30 (300)
c) Tránsito con llantas no neumáticas	40 (400)
d) Tránsito con llantas de acero	Por determinarse, pero no menor que 40 (400)

¹ En forma alternativa, se pueden usar tratamientos superficiales para incrementar la resistencia a la abrasión;

² f_c' se refiere a la resistencia del concreto empleado en la zona de desgaste.

Cuando el concreto es colado sobre o contra el terreno y compactado de acuerdo con la sección 14.3.6, y no se conozcan las condiciones de agresividad del terreno, el mínimo recubrimiento para la superficie en contacto con el terreno será 75 mm, o 50 mm si se emplea plantilla o membrana impermeable entre el terreno y el concreto por colar.

4.10 Reacción álcali-agregado

Se deben tomar precauciones para minimizar el riesgo de daño estructural debido a la reacción álcali-agregado.

Tabla 4.4 Valores máximos de contenido de ion cloruro en el concreto al momento del colado

Tipo de miembro	Máximo contenido de ion cloruro soluble en ácido, kg/m ³ de concreto
Concreto presforzado	0.50
Concreto reforzado expuesto a humedad o a cloruros en condiciones de servicio	0.80
Concreto reforzado que estará seco o protegido de la humedad en condiciones de servicio	1.6

Tabla 4.5 Recubrimiento libre mínimo requerido

Clasificación de exposición	Resistencia a compresión especificada, MPa (kg/cm ²)								
	15 (150) ⁽¹⁾	20 (200)	25 (250)	30 (300)	40 (400)	50 (500)	60 (600)	70 (700)	
	Recubrimiento mínimo requerido (mm)								
A1	30	25	25	20	20	20	15	15	
A2	50	40	35	30	25	25	20	20	
B1	65	50	40	35	30	30	25	25	
B2	—	—	50	45	40	35	30	30	
C	—	—	—	—	—	70 ⁽²⁾	65 ⁽²⁾	60 ⁽²⁾	

¹ Ver sección 1.4.1.2 “Resistencia a compresión”;

² Además se requiere emplear un contenido de cemento portland no menor que 3 500 N/m³ (350 kg/m³) y una relación agua/cemento que no exceda 0.40.

5. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

5.1 Anclaje

5.1.1 Requisito general

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra o de algún dispositivo mecánico.

5.1.2 Longitud de desarrollo de barras a tensión

5.1.2.1 Barras rectas

La longitud de desarrollo, L_d , en la cual se considera que una barra a tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} dada por la ec 5.1, por el factor o los factores indicados en la tabla 5.1. Las disposiciones de esta sección son aplicables a barras de diámetro no mayor que 38.1 mm (número 12).

$$L_{db} = \frac{1.15 a_s f_y}{(c + K_{tr})\sqrt{f_c'}} \geq 0.36 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \quad (5.1)$$

$$\left(L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f_c'}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \right)$$

donde

a_s área transversal de la barra;

d_b diámetro nominal de la barra;

c separación o recubrimiento; úsese el menor de los valores siguientes:

- 1) distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima;
- 2) la mitad de la separación entre centros de barras.

K_{tr} índice de refuerzo transversal; igual a $\frac{A_{tr} f_{yv}}{10 s n}$, si se usan MPa y mm, $\left(\frac{A_{tr} f_{yv}}{100 s n}, \text{kg/cm}^2 \text{ y cm} \right)$;

A_{tr} área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan;

f_{yv} esfuerzo especificado de fluencia de refuerzo transversal;

s máxima separación centro a centro del refuerzo transversal, en una distancia igual a L_d ; y

n número de barras longitudinales en el plano potencial de agrietamiento.

Por sencillez en el diseño, se permite suponer $K_{tr} = 0$, aunque haya refuerzo transversal.

En ningún caso L_d será menor que 300 mm.

La longitud de desarrollo, L_d , de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada, multiplicada por 1.20. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d .

5.1.2.2 Barras con dobleces

Esta sección se refiere a barras a tensión que terminan con dobleces a 90 ó 180 grados que cumplan con los requisitos de la sección 5.5, seguidos de tramos rectos de longitud no menor que $12d_b$ para dobleces a 90 grados, ni menor que $4d_b$ para dobleces a 180 grados. En estas barras se toma como longitud de desarrollo la longitud paralela a la barra, comprendida entre la sección crítica y el paño externo de la barra después del doblez (fig. 5.1). La longitud de desarrollo se obtendrá multiplicando la longitud de desarrollo básica dada por la expresión

$$0.24 d_b f_y / \sqrt{f_c'} \quad (5.2)$$

$$\left(0.076 d_b f_y / \sqrt{f_c'} \right)$$

por el factor o los factores de la tabla 5.2 que sean aplicables, pero sin que se tome menor que 150 mm ni que $8d_b$.

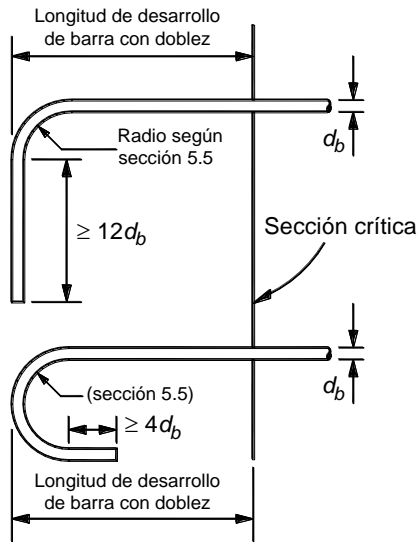


Figura 5.1 Longitud de desarrollo de barras con dobleces

Tabla 5.1
básica de desarrollo¹

Factores que modifican la longitud

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro igual a 19.1 mm (número 6) o menor.	0.8
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 300 mm de concreto.	1.3
En concreto ligero	1.3
Barras con f_y mayor de 412 MPa (4 200 kg/cm ²).	$2 - \frac{412}{f_y}$; $\left(2 - \frac{4200}{f_y} \right)$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1 mm (número 6).	1.2

Acero de flexión en exceso	$\frac{A_{s, requerida}}{A_{s, proporcionada}}$
Barras lisas	2.0
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico:	
– Recubrimiento libre de concreto menor que $3d_b$, o separación libre entre barras menor que $6d_b$	1.5
– Otras condiciones	1.2
Todos los otros casos	1.0

¹ Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes;

² Excepto en zonas de articulaciones plásticas y marcos dúctiles.

5.1.3 Longitud de desarrollo de barras a compresión

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 200 mm.

5.1.4 Vigas y muros

5.1.4.1 Requisitos generales

En vigas y muros con cargas en su plano, la fuerza de tensión a la que se refiere la sección 5.1.1, se valorará con el máximo momento flexionante de diseño que obra en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección.

Tabla 5.2 Factores que modifican la longitud básica de desarrollo de barras con dobleces¹

Condición del refuerzo	Factor
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), con recubrimiento libre lateral (normal al plano del dobléz) no menor que 60 mm, y para barras con dobléz a 90 grados, con recubrimiento libre del tramo de barra recto después del dobléz no menor que 50 mm	0.7
Barras de diámetro no mayor que 34.9 mm (número 11), confinadas en toda la longitud de desarrollo con estribos verticales u horizontales separados entre sí no más de $3d_b$	0.8
En concreto ligero	1.3
Barras lisas	1.9
Barras cubiertas con resina epóxica, o con lodo bentonítico	1.2
Todos los otros casos	1.0

¹ Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes;

Los requisitos de la sección 5.1.1 y del párrafo anterior se cumplen para el acero a tensión, si:

- a) Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde, de acuerdo con el diagrama de momentos, ya no se requieren.
- b) En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que $L_d + d$. Este requisito no es necesario en las secciones teóricas de corte más próximas a los extremos de vigas libremente apoyadas.
- c) A cada lado de toda sección de momento máximo, la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo, L_d , que se define en la sección 5.1.2.
- d) Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado, se prolonga más allá del centro del apoyo y termina en un doblar de 90 ó 180 grados, seguido por un tramo recto de $12d_b$ o $4d_b$, respectivamente. El doblar debe cumplir con los requisitos de la sección 5.5. En caso de no contar con un espacio suficiente para alojar el doblar, se empleará un anclaje mecánico equivalente al doblar.

5.1.4.2 Requisitos adicionales

Los siguientes requisitos deben respetarse además de los anteriores:

- a) En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.
- b) Cuando la viga sea parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo. Al menos la tercera parte del refuerzo negativo que se tenga en la cara de un apoyo se prolongará más allá del punto de inflexión una longitud no menor que un peralte efectivo, ni que $12d_b$, ni que un dieciseisavo del claro libre.

5.1.5 Columnas

En las intersecciones con vigas o losas las barras de las columnas serán continuas y en su caso cumplirán con las disposiciones de las secciones 7.4.5 u 8.2.b.2.

Las barras longitudinales de columnas de planta baja se anclarán en la cimentación de manera que en la sección de la base de la columna puedan alcanzar un esfuerzo igual al de fluencia en tensión multiplicado por 1.25.

En columnas que deban resistir fuerzas laterales accidentales, se supondrá que se cumple el requisito de la sección 5.1.1, si la longitud de desarrollo de toda barra longitudinal no es mayor que dos tercios de la altura libre de la columna.

5.1.6 Anclajes mecánicos

Cuando no haya espacio suficiente para anclar barras por medio de doblar, se pueden usar anclajes mecánicos. Estos deben ser capaces de desarrollar la resistencia del refuerzo por anclar, sin que se dañe el concreto. Pueden ser, por ejemplo, placas soldadas a las barras, o dispositivos manufacturados para este fin. Los anclajes mecánicos deben diseñarse y en su caso comprobarse por medio de ensayos. Bajo cargas estáticas, se puede admitir que la resistencia de una barra anclada es la suma de la contribución del anclaje mecánico más la adherencia en la longitud de barra comprendida entre el anclaje mecánico y la sección crítica. Elementos típicos en los que pueden ser necesarios los anclajes mecánicos son las vigas diafragma y las ménsulas.

5.1.7 Anclaje del refuerzo transversal

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de $6d_b$ de largo, ni menos de 80 mm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de la sección 5.5.

Las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma deben continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si esta zona está a tensión, o prolongarse una longitud L_d más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

5.1.8 Anclaje de malla de alambre soldado

Se supondrá que un alambre puede desarrollar su esfuerzo de fluencia en una sección si a cada lado de ésta se ahogan en el concreto cuando menos dos alambres perpendiculares al primero, distando el más próximo no menos de 50 mm de la sección considerada. Si sólo se ahoga un alambre perpendicular a no menos de 50 mm de la sección considerada, se supondrá que se desarrolla la mitad del esfuerzo de fluencia. La longitud de un alambre desde la sección crítica hasta su extremo no será menor que 200 mm.

5.2 Revestimientos

Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento, a menos que se suministre una liga con él, la cual esté diseñada para transmitir todos los esfuerzos que puedan presentarse y que dichos revestimientos no estén expuestos a desgaste o deterioro.

5.3 Tamaño máximo de agregados

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que:

- Un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes;
- Un tercio del espesor de losas; ni
- Tres cuartos de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo.

Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

5.4 Paquetes de barras

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y de tres en vigas, con la salvedad expresada en el inciso 7.2.2.d. La sección donde se corte una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de 40 veces el diámetro de la más gruesa de las dos. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes y determinar su recubrimiento, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

5.5 Dobleces del refuerzo

El radio interior de un doblez no será menor que $f_y/19\sqrt{f'_c}$ veces el diámetro de la barra doblada ($f_y/60\sqrt{f'_c}$ si se usan kg/cm^2), a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella,

o se confine adecuadamente el concreto, por ejemplo mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. Además, el radio de dobléz no será menor que el que marca, para la prueba de doblado, la respectiva Norma Mexicana, de las indicadas en la sección 1.5.2.

En todo dobléz o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

5.6 Uniones de barras

Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos. Las especificaciones y detalles dimensionales de las uniones deben mostrarse en los planos. Toda unión soldada o con dispositivo mecánico debe ser capaz de transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas. Para marcos dúctiles, se respetarán los requisitos de las secciones 7.2.2 y 7.3.3.

5.6.1 Uniones de barras sujetas a tensión

5.6.1.1 Requisitos generales

En lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Se procurará, asimismo, que en una cierta sección cuando más se unan barras alternadas.

5.6.1.2 Traslape

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo, L_d , calculada según la sección 5.1.2.1, ni que menor que $(0.1 f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra (f_y en MPa, o $(0.01 f_y - 6) d_b$, si se usan kg/cm^2).

Cuando se une por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando las uniones se hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa la unión.

5.6.1.3 Uniones soldadas o mecánicas

Si se usan uniones soldadas o mecánicas deberá comprobarse experimentalmente su eficacia.

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33 por ciento del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Sin embargo, cuando por motivos del procedimiento de construcción sea necesario unir más refuerzo del señalado, se admitirá hacerlo, con tal que se garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones. Para marcos dúctiles, se respetarán los requisitos de las secciones 7.1.6 y 7.1.7.

5.6.2 Uniones de malla de alambre soldado

En lo posible deben evitarse uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas de diseño sea mayor que $0.5 f_y$. Cuando haya necesidad de usar traslapes en las secciones mencionadas, deben hacerse de modo que el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no sea menor que la separación entre alambres transversales más 50 mm.

Las uniones por traslape en secciones donde al esfuerzo en los alambres sea menor o igual que $0.5 f_y$, el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 50 mm.

5.6.3 Uniones de barras sujetas a compresión

Si la unión se hace por traslape, la longitud traslapada no será menor que la longitud de desarrollo para barras a compresión, calculada según la sección 5.1.3, ni que $(0.1 f_y - 10)$ veces el diámetro de la barra, (f_y en MPa, o $(0.01 f_y - 10) d_b$, si se usan kg/cm²).

5.7 Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 1000)} \quad (5.3)$$

$$\left(a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \right)$$

donde

a_{s1} área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, mm²/mm (cm²/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 ; y

x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, mm (cm).

Si x_1 no excede de 150 mm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 150 mm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5 a_{s1}$.

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500 mm ni de $3.5 x_1$.

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

5.8 Inclusiones

Debe evitarse la inclusión de elementos no estructurales en el concreto, en particular tubos de alimentación o desagüe dentro de las columnas. Las dimensiones y ubicación de los elementos no estructurales que lleguen a quedar dentro del concreto, así como los procedimientos de ejecución usados en la inclusión (sección 14.3.11), serán tales que no afecten indebidamente las condiciones de resistencia y deformabilidad, ni que impidan que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

5.9 Separación entre barras de refuerzo

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Esto último con la salvedad indicada en 5.3.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 20 mm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 40 mm.

6. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES

Las disposiciones de esta sección se cumplirán, además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

6.1 Vigas

6.1.1 Requisitos generales

El claro se contará a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho, el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ec. 2.2 y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4). La cuantía de acero longitudinal a tensión, p , no excederá de lo indicado en la sección 2.2.2, con excepción de vigas de marcos dúctiles para las cuales se respetará el inciso 7.2.2.a.

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

La relación entre la altura y el ancho de la sección transversal, h/b , no debe exceder de 6. Para valuar h/b en vigas T o I, se usará el ancho del alma, b' .

6.1.2 Pandeo lateral

Deben analizarse los efectos de pandeo lateral cuando la separación entre apoyos laterales sea mayor que 35 veces el ancho de la viga o el ancho del patín a compresión.

En vigas de marcos dúctiles, se aplicará lo dispuesto en la sección 7.2.1.b.

6.1.3 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas

En las paredes de vigas con peraltes superiores a 750 mm debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos de acuerdo con la sección 5.7. Se puede tener en cuenta este refuerzo en los cálculos de resistencia si se determina la contribución del acero por medio de un estudio de compatibilidad de deformaciones según las hipótesis básicas de la sección 2.1.

6.1.4 Vigas diafragma

6.1.4.1 Disposición del refuerzo por flexión

a) Vigas de un claro

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos,

no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniformemente distribuido en una altura igual a

$$\left(0.2 - 0.05 \frac{L}{h}\right) h \leq 0.2 L$$

medida desde la cara inferior de la viga (fig. 6.1).

b) Vigas continuas

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay la necesidad de hacer uniones, éstas deben localizarse cerca de los apoyos intermedios. El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga cumplirán con los requisitos prescritos en el inciso 6.1.4.1.a.

Al menos la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes. El resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, puede interrumpirse a una distancia del paño del apoyo no menor que $0.4h$, ni que $0.4L$.

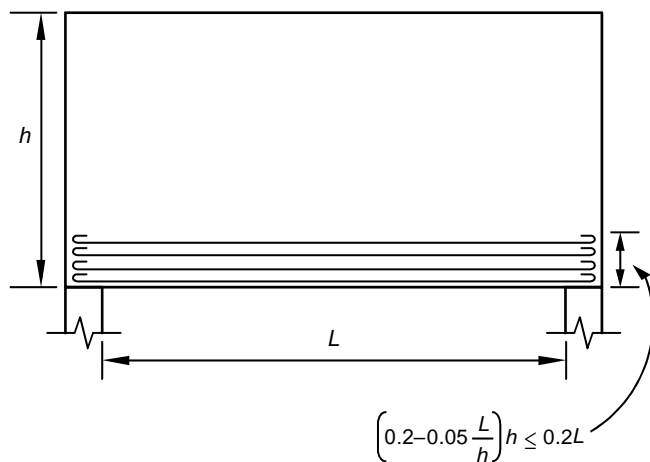


Figura 6.1 Disposición del refuerzo de flexión en una viga diafragma de un claro

El refuerzo para el momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente.

Una fracción del área total, igual a

$$0.5 \left(\frac{L}{h} - 1 \right) A_s$$

debe repartirse uniformemente en una franja de altura igual a $0.2h$ y comprendida entre las cotas $0.8h$ y h , medidas desde el borde inferior de la viga (fig. 6.2). El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de altura igual a $0.6h$. Si L/h es menor que 1.0 , se sustituirá L en lugar de h para determinar las alturas de las franjas señaladas.

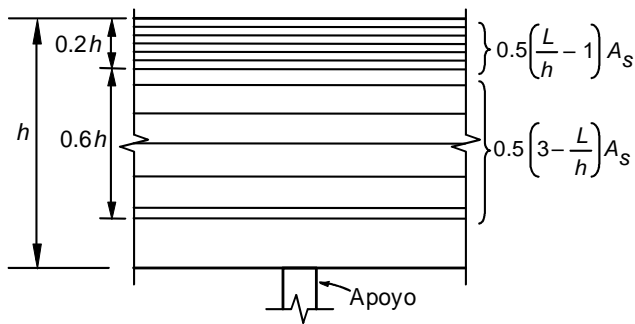


Figura 6.2 Franjas en que se distribuye el refuerzo negativo A_s , en una viga diafragma continua con $L/h \geq 1$

6.1.4.2 Revisión de las zonas a compresión

Si una zona a compresión de una viga diafragma no tiene restricción lateral, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral.

6.1.4.3 Disposición del refuerzo por fuerza cortante

El refuerzo que se calcule con las ecs. 2.25 y 2.26 en la sección crítica, se usará en todo el claro. Las barras horizontales se colocarán, con la misma separación, en dos capas verticales próximas a las caras de la viga. Estas barras se anclarán de modo que en las secciones de los paños de los apoyos extremos sean capaces de desarrollar al menos 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

6.1.4.4 Dimensionamiento de los apoyos

Para valuar las reacciones en los apoyos se puede analizar la viga como si no fuera peraltada aumentando en 10 por ciento el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

Cuando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no debe exceder el valor especificado en la sección 2.4, haya atiesadores en la viga o no los haya.

Si la viga no está atiesada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, deben colocarse en zonas próximas a los apoyos, barras complementarias verticales y horizontales en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras en esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga (fig. 6.3).

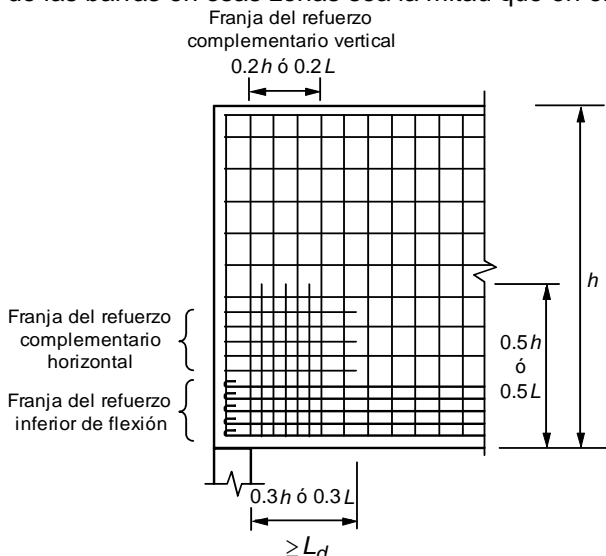


Figura 6.3 Refuerzo complementario en una zona de apoyo directo de una viga diafragma no atiesada

- a) Las barras complementarias horizontales se situarán en una franja contigua a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de ancho igual al de esta última. Dichas barras complementarias deben anclarse de modo de que puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo; además, su longitud dentro de la viga, medida desde dicha sección, no debe ser menor que $0.3h$.
- b) Las barras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a $0.2h$. Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a $0.5h$.

Si h es mayor que L , se sustituirá L en lugar de h en los incisos 6.1.4.4.a y 6.1.4.4.b.

Cuando la viga esté atiesada sobre los apoyos en todo su peralte, o cuando la reacción no comprima directamente la cara inferior de la viga sino que se transmita a lo largo de todo el peralte, se aplicarán las disposiciones siguientes.

Cerca de cada apoyo se colocarán dos mallas de barras, horizontales y verticales en una zona limitada por un plano horizontal distante del borde inferior de la viga no menos de $0.5h$, y por un plano vertical distante de la sección del paño del apoyo no menos de $0.4h$ (fig. 6.4). El área total de las barras horizontales se determinará con el criterio de cortante por fricción de la sección 2.5.10, suponiendo como plano de falla el que pasa por el paño del apoyo. El área total de las barras verticales será la misma que la de las horizontales. En estos refuerzos pueden incluirse las barras del refuerzo en el alma de la viga situadas en la zona antes definida, con tal que las horizontales sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo.

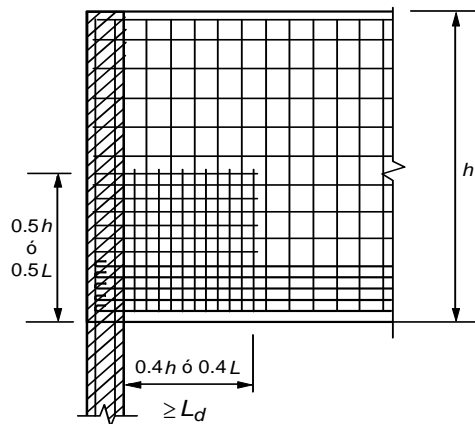


Figura 6.4 Refuerzo en una zona de apoyo indirecto

Si h es mayor que L , se sustituirá L en lugar de h en el párrafo anterior.

6.1.4.5 Vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano (vigas de acoplamiento)

El refuerzo de vigas diafragma con relaciones L/h no mayores de 2, que unen muros sujetos a fuerzas horizontales inducidas por el sismo, constará de dos grupos de barras diagonales dispuestas simétricamente respecto al centro del claro, según se indica en la fig. 6.5. Se supondrá que cada grupo forma un elemento que trabajará a tensión o compresión axiales y que las fuerzas de interacción entre los dos muros, en cada viga, se transmiten sólo por las tensiones y compresiones en dichos elementos.

Para determinar el área de acero longitudinal de cada diagonal A_{sd} , se despreciará el concreto y se usará la ec. 6.1.

$$V_u = 2F_R A_{sd} f_y \text{sen}\theta \leq 0.78F_R \sqrt{f_c^*} b d \quad (6.1)$$

$$\left(V_u = 2F_R A_{sd} f_y \text{sen}\theta \leq 2.5F_R \sqrt{f_c^*} b d \right)$$

donde

A_{sd} área total del refuerzo longitudinal de cada diagonal; y

θ ángulo que forma el elemento diagonal con la horizontal.

El ancho de estas vigas será el mismo que el espesor de los muros que unen.

Cada elemento diagonal constará de no menos de cuatro barras rectas sin uniones. Los lados de los elementos diagonales, medidos perpendicularmente a su eje y al paño del refuerzo transversal, deberán ser al menos iguales a $b/2$ para el lado perpendicular al plano de la viga (y del muro) y a $b/5$ para el lado en el plano de la viga. Cada extremo del elemento diagonal estará anclado en el muro respectivo una longitud no menor que 1.5 veces L_d , obtenida ésta según la sección 5.1.2.

Si los muros que unen tienen elementos extremos de refuerzo diseñados según los incisos 6.5.2.4.a o 6.5.2.4.b, la longitud de anclaje del refuerzo diagonal se podrá reducir a 1.2 veces L_d .

Las barras de los elementos diagonales se colocarán tan próximas a las caras de la viga como lo permitan los requisitos de recubrimiento, y se restringirán contra el pandeo con estribos o hélices que, en el tercio medio del claro de la viga, cumplirán con los requisitos de la sección 6.2.3.

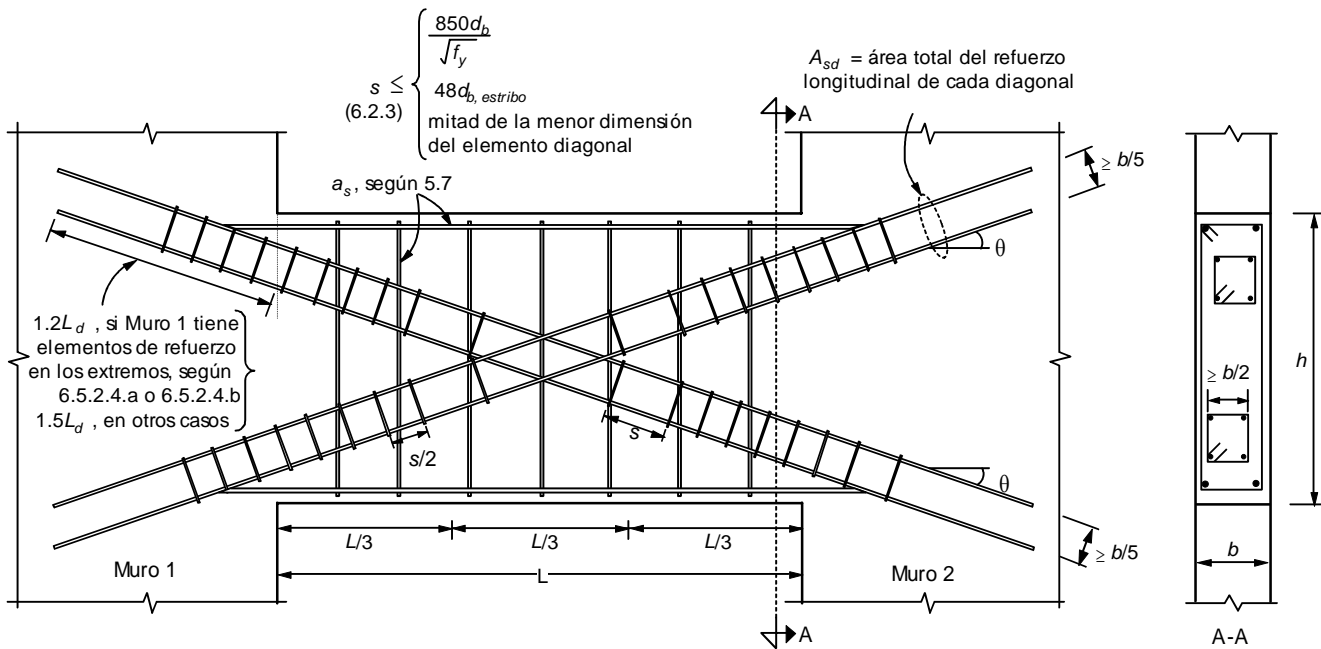


Figura 6.5 Refuerzo de una viga diafragma que une muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

En los tercios extremos, la separación se reducirá a la mitad del que resulte en el central. Los estribos o el zuncho que se use en los tercios extremos se continuarán dentro de cada muro en una longitud no menor que $L/8$, a menos que el muro cuente con los elementos de refuerzo extremos que se tratan en la sección 6.5.2.4.

En el resto de la viga se usará refuerzo vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo por cambios volumétricos de la sección 5.7. Este refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga, por afuera del refuerzo diagonal.

6.1.5 Vigas de sección compuesta

6.1.5.1 Conceptos generales

Una viga de sección compuesta es la formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero.

Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Para secciones compuestas con elementos de acero, aplíquense las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento, a falta del mismo, sobre las deflexiones y el agrietamiento.

6.1.5.2 Efectos de la fuerza cortante horizontal

a) El esfuerzo cortante horizontal, v_h , en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la ec. 6.2.

$$v_h = \frac{V_u}{F_R b_v d} \quad (6.2)$$

donde

V_u fuerza cortante de diseño;

b_v ancho del área de contacto; y

d peralte efectivo de la sección compuesta.

b) Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se transmitan los esfuerzos cortantes que ahí actúan.

c) Para transmitir en la superficie de contacto los esfuerzos cortantes de diseño, se admitirán los esfuerzos resistentes siguientes:

- 1) En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia: 0.3 MPa (3 kg/cm²). Se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades de amplitud total normal a ella del orden de 5 mm o más;
- 2) Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que indica el inciso 6.1.5.2.d y la superficie de contacto esté limpia pero no rugosa: 0.6 MPa (6 kg/cm²); y
- 3) Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores del inciso 6.1.5.2.d y la superficie de contacto esté limpia y rugosa: 2.5 MPa (25 kg/cm²).

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de 2.5 MPa (25 kg/cm²), el diseño por cortante horizontal se hará de acuerdo con los criterios de cortante por fricción de la sección 2.5.10.

d) Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en los incisos 6.1.5.2.c.2 y 6.1.5.2.c.3, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será $0.3/f_y$ veces el área de contacto (f_y en MPa, o $3/f_y$, con f_y en kg/cm²). Su separación no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 600 mm. Además, los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar al menos 80 por ciento del esfuerzo de fluencia.

6.1.5.3 Efectos de la fuerza cortante vertical

Los efectos de la fuerza cortante vertical en miembros compuestos se tomarán en cuenta como si se tratara de una viga monolítica de la misma forma (sección 2.5).

6.2 Columnas

6.2.1 Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 200 mm.

En elementos a flexocompresión de marcos dúctiles, se respetarán las disposiciones de la sección 7.3.1.

6.2.2 Refuerzo mínimo y máximo

La cuantía del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que $2/f_y$ (f_y en MPa, o $20/f_y$, con f_y en kg/cm²) ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal

6.2.3.1 Criterio general

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes. Además, en los tramos donde se prevean articulaciones plásticas no será inferior al prescrito en la sección 6.8.

6.2.3.2 Separación

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

- $269/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y , en MPa, es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales, o $850/\sqrt{f_y}$, con f_y en kg/cm²);
- 48 diámetros de la barra del estribo; ni que
- La mitad de la menor dimensión de la columna.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que:

- la dimensión transversal máxima de la columna;
- un sexto de su altura libre; ni que
- 600 mm

arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección. En los nudos se aplicará lo dispuesto en la sección 6.2.6.

6.2.3.3 Detallado

a) Estribos y zunchos

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tenga un soporte lateral suministrado por el doblé de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135 grados. Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 150 mm (libres) de una barra soportada lateralmente. Cuando seis o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia se pueden usar anillos circulares rematados como se especifica en la sección 5.1.7; también pueden usarse zunchos cuyos traslapes y anclajes cumplan con los requisitos de la sección 6.2.4.

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo o anillo no será menor que seis centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinal que restringe. En ningún caso se usarán estribos o anillos de diámetro menores de 7.9 mm (número 2.5). Los estribos rectangulares se rematarán de acuerdo con lo prescrito en la sección 5.1.7.

b) Grapas

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas, cuyos extremos terminen en un doblé a 135 grados alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que seis diámetros de la barra de la grapa ni menor que 80 mm. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen y a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se determinará con el criterio prescrito antes para estribos.

6.2.4 Columnas zunchadas

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante o estribos circulares cuya separación sea igual al paso de la hélice.

La cuantía volumétrica del refuerzo transversal, p_s , no será menor que

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f_c'}{f_y} \quad (6.3)$$

donde

A_c área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice o estribo;

A_g área transversal de la columna; y

f_y esfuerzo de fluencia del acero de la hélice o estribo.

El esfuerzo especificado de fluencia del acero de la hélice o estribo no debe ser mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²).

La distancia libre entre dos vueltas consecutivas o entre dos estribos no será menor que una vez y media el tamaño máximo del agregado, ni mayor que 70 mm.

Los traslapes tendrán una vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media. Los estribos se anclarán como se indica en la sección 6.2.3.3.

6.2.5 Resistencia mínima a flexión de columnas

Con excepción de los nudos de azotea, las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deberán ser al menos iguales a las resistencias a flexión de las vigas.

En marcos dúctiles se deberá satisfacer la sección 7.3.2.

6.2.5.1 Resistencia a fuerza cortante en uniones viga–columna

Se supondrá que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión.

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga–columna.

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo. Para calcular la resistencia de diseño a fuerza cortante del nudo se deberá clasificarlo según el número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales y si la columna es continua o discontinua. Se considerará que la cara vertical está confinada si la viga cubre al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, y si el peralte del elemento confinante es al menos 0.75 veces la altura de la viga más peraltada que llega al nudo.

En nudos con tramos de viga o de columna sin cargar, se admite considerar a la cara del nudo como confinada si los tramos satisfacen las especificaciones geométricas del párrafo anterior y se extienden al menos un peralte efectivo a partir de la cara de la unión. La resistencia de diseño a fuerza cortante de nudos con columnas continuas se tomará igual a (ecs. 6.4 a 6.6):

a) Nudos confinados en sus cuatro caras verticales

$$2F_R \sqrt{f_c^*} b_e h ; \text{ si se usan mm y MPa} \quad (6.4)$$
$$\left(6.5F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \right) ; \text{ si se usan cm y kg/cm}^2$$

b) Nudos confinados en tres caras verticales o en caras verticales opuestas

$$1.7F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \quad (6.5)$$
$$\left(5.5F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \right)$$

c) Otros casos

$$1.3F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \quad (6.6)$$
$$\left(4.5F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \right)$$

En nudos con columnas discontinuas, la resistencia de diseño a fuerza cortante será 0.8 veces la obtenida de las ecs. 6.4 a 6.6.

El ancho b_e se calculará promediando el ancho medio de las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza. Este ancho b_e no será mayor que el ancho de las vigas más el peralte de la columna, h , o que la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, h .

Cuando el peralte de la columna en dirección de la fuerza cambie en el nudo y las barras longitudinales se doblan según la sección 6.2.6, se usará el menor valor en las ecs. 6.4 a 6.6.

En marcos dúctiles se deberá cumplir con la sección 7.4.

6.2.6 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser el necesario para resistir las fuerzas internas que ahí se produzcan, pero su separación no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha intersección. Al menos se colocarán dos juegos de refuerzo transversal entre los lechos superior e inferior del refuerzo longitudinal de vigas o losa. En marcos dúctiles, se aplicará lo dispuesto en la sección 7.4.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, y los momentos flexionantes y torsionantes causados por la excentricidad.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces la componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

6.3 Losas

6.3.1 Disposiciones generales

6.3.1.1 Método de análisis

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión, agrietamiento y vibraciones.

Si aparte de soportar cargas normales a su plano la losa tiene que transmitir a marcos, muros u otros elementos rigidizantes, fuerzas apreciables contenidas en su plano, estas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

6.3.1.2 Losas encasetonadas

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas, excepto que, si la losa apoya en su perímetro, no será necesario cumplir con el refuerzo mínimo por tensión diagonal que se pide en la sección 2.5.2.2 cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{CR} . Tampoco será necesario cumplir con el requisito mencionado en las nervaduras de losas planas; para estos elementos el refuerzo mínimo por fuerza cortante se establece en la sección 2.5.9.4.

6.3.2 Losas que trabajan en una dirección

En el diseño de losas que trabajan en una dirección son aplicables las disposiciones para vigas de la sección 6.1.1 que sean pertinentes.

Además del refuerzo principal de flexión, debe proporcionarse refuerzo por cambios volumétricos, normal al anterior, de acuerdo con los requisitos de la sección 5.7.

6.3.3 Losas apoyadas en su perímetro

6.3.3.1 Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla 6.1 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares;
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos; y
- d) La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de la relación, m , entre el claro corto, a_1 , y el claro largo a_2 , se interpolará linealmente.

6.3.3.2 Secciones críticas y franjas de refuerzo

Para momento flexionante negativo, las secciones críticas se tomarán en los bordes del tablero, y para positivo, en las líneas medias.

Para colocación del refuerzo, la losa se considerará dividida, en cada dirección, en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones a_1/a_2 menores de 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a $(a_2 - a_1)$, y cada franja extrema, igual a $a_1/2$.

A fin de doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero para momento negativo.

6.3.3.3 Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1 .

6.3.3.4 Disposiciones sobre el refuerzo

Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima y porcentaje mínimo de acero de las secciones 4.9 y 5.7, respectivamente. En la proximidad de cargas concentradas superiores a 10 kN (1 000 kg), la separación del refuerzo no debe exceder de $2.5d$, donde d es el peralte efectivo de la losa.

Tabla 6.1 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales¹

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$														
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0		
			I ²	II ³	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	101 8	55 3	565	48 9	498	43 2	438	38 1	387	33 3	33 8	28 8	29 2	
		largo	516	544	40 9	431	39 1	412	37 1	388	34 7	361	32 0	33 0	28 8	29 2	
	Positivo	corto	630	668	31 2	322	26 8	276	22 8	236	19 2	199	15 8	16 4	12 6	13 0	
		largo	175	181	13 9	144	13 4	139	13 0	135	12 8	133	12 7	13 1	12 6	13 0	
	De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	101 8	56 8	594	50 6	533	45 1	478	40 3	431	35 7	38 8	31 5	34 6
			largo	516	544	40 9	431	39 1	412	37 2	392	35 0	369	32 6	34 1	29 7	31 1
Neg. en bordes dis.		largo	326	0	25 8	0	24 8	0	23 6	0	22 2	0	20 6	0	19 0	0	
		corto	630	668	32 9	356	29 2	306	24 0	261	20 2	219	16 7	18 1	13 3	14 4	
Positivo		largo	179	187	14 2	149	13 7	143	13 3	140	13 1	137	12 9	13 6	12 9	13 5	
		corto	106	114 3	58 3	624	51 4	548	45 3	481	39 7	420	34 6	36 4	29 7	31 1	
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	largo	587	687	46 5	545	44 2	513	41 1	470	37 9	426	34 7	38 4	31 5	34 6	
		corto	651	0	36 2	0	32 1	0	28 3	0	25 0	0	21 9	0	19 0	0	
	Positivo	corto	751	912	33 4	366	28 5	312	24 1	263	20 2	218	16 4	17 5	12 9	13 5	
		largo	185	200	14 7	158	14 2	153	13 8	149	13 5	146	13 4	14 5	13 3	14 4	
	De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	106	114 3	59 8	653	53 0	582	47 1	520	41 9	464	37 1	41 2	32 4	36 4
			largo	600	713	47 5	564	45 5	541	42 9	506	39 4	457	36 0	41 0	32 4	36 4
Neg. en borde discontinuos		largo	326	0	25 8	0	24 8	0	23 6	0	22 2	0	20 6	0	19 0	0	
		corto	751	912	35 8	416	30 6	354	25 9	298	21 6	247	17 6	19 9	13 7	15 3	
Positivo		largo	191	212	15 2	168	14 6	163	14 2	158	14 0	156	13 8	15 4	13 7	15 3	
		corto	106	114 3	97 0	107	89 0	101	81 0	940	73 0	870	65 0	79 0	57 0	71 0	
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Neg. en borde cont.	corto	651	0	37 0	0	34 0	0	31 0	0	28 0	0	25 0	0	22 0	0	
		largo	220	0	22 0	0	22 0	0	22 0	0	22 0	0	22 0	0	22 0	0	
	Positivo	corto	751	912	73 0	800	67 0	760	61 0	710	55 0	650	49 0	60 0	43 0	54 0	
		largo	185	200	43 0	520	43 0	520	43 0	520	43 0	520	43 0	52 0	43 0	52 0	

Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Neg. en borde cont.	largo	570	710	57 0	710	57 0	710	57 0	710	57 0	710	57 0	71 0	57 0	71 0	
		corto	570	0	48 0	0	42 0	0	37 0	0	31 0	0	27 0	0	22 0	0	22 0
	Neg. en borde disc.	largo	330	0	22 0	0	22 0	0	22 0	0	22 0	0	22 0	0	22 0	0	22 0
		corto	110	167	96 0	106 0	84 0	950 0	73 0	850 0	62 0	740 0	54 0	66 0	43 0	52 0	43 0
	Positivo	largo	200	250	43 0	540	43 0	540	43 0	540	43 0	540	43 0	54 0	43 0	54 0	43 0
		corto	110	167	83 0	138 0	80 0	133 0	72 0	119 0	64 0	107 0	57 0	95 0	50 0	83 0	50 0
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	55 0	0	53 0	0	47 0	0	43 0	0	38 0	0	33 0	0	33 0
		largo	330	0	33 0	0	33 0	0	33 0	0	33 0	0	33 0	0	33 0	0	33 0
	Positivo	corto	110	167	83 0	138 0	80 0	133 0	72 0	119 0	64 0	107 0	57 0	95 0	50 0	83 0	50 0
		largo	200	250	50 0	830	50 0	830	50 0	830	50 0	830	50 0	83 0	50 0	83 0	50 0

- ¹ Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60.
- ² Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.
- ³ Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.
 - Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si w está en kN/m² (en kg/m²) y a_1 en m, el momento da en kN-m/m (en kg-m/m)
 - Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

6.3.3.5 Peralte mínimo

Cuando sea aplicable la tabla 6.1 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 250 para concreto clase 1 y 170 para concreto clase 2. En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que

$$f_s \leq 252 \text{ MPa} \text{ y } w \leq 3.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\left(\begin{array}{l} f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w \leq 380 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right)$$

para otras combinaciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

$$0.182 \sqrt[4]{f_s w} \quad (6.7)$$

$$\left(0.032 \sqrt[4]{f_s w} \right)$$

el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en MPa y w es la carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio, en kN/m² (f_s puede suponerse igual a $0.6f_y$) (f_s y w en kg/cm² y kg/m², respectivamente, en la expresión entre paréntesis).

6.3.3.6 Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w \quad (6.8)$$

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a

$$0.16 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$\left(0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

6.3.4 Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 6.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

Tabla 6.2 Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

6.3.5 Cargas concentradas

Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada, P, aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementará en cada dirección paralela a los bordes, en la cantidad:

$$\frac{P}{2\pi} \left(1 - \frac{2r}{3R_b} \right) \quad (6.9)$$

en todo punto del tablero, siendo r el radio del círculo de igual área a la de la aplicación de la carga y R_b la distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella.

El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que $\pi/2$, cuando la distancia de la carga a un borde libre, R_b , no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que 1.5L centrado con respecto a la carga, donde L es el claro libre de la losa.

6.3.6 Losas encasetonadas

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, se pueden analizar como si fueran macizas, con los criterios que anteceden y los del Cap. 8.

En cada caso, de acuerdo con la naturaleza y magnitud de la carga que vaya a actuar, se revisará la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendidas entre nervaduras. Como mínimo se considerará una carga concentrada de 10 kN (1 000 kg) en un área de 100×100 mm actuando en la posición más desfavorable.

6.4 Zapatas

6.4.1 Diseño por flexión

Para dimensionar por flexión se tomarán las siguientes secciones críticas:

- En zapatas que soporten elementos de concreto, el plano vertical tangente a la cara del elemento.
- En zapatas que soportan muros de piedra o tabique, la sección media entre el paño y el eje del muro.
- En zapatas que soportan columnas de acero a través de placas de base, la sección crítica será en el perímetro de la columna, a menos que la rigidez y resistencia de la placa permitan considerar una sección más alejada.

Las zapatas con refuerzo en una dirección y las zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

En zapatas aisladas rectangulares con flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente; el paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho a_1 , una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección, multiplicada por $2a_1/(a_1+a_2)$, donde a_1 y a_2 , son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.

6.4.2 Diseño por cortante

Las secciones críticas para diseño por tensión diagonal se definen en la sección 2.5.9.1.

Si la zapata se apoya sobre pilotes, al calcular la fuerza cortante en una sección se supondrá que en ella produce cortante la reacción de los pilotes cuyos centros queden a $0.5D_p$ o más hacia fuera de dicha sección (D_p es el diámetro de un pilote en la base de la zapata). Se supondrá que no producen cortante las reacciones de los pilotes cuyos centros queden a $0.5D_p$ o más hacia dentro de la sección considerada. Para calcular la fuerza cortante en una sección situada dentro del diámetro del pilote se interpolará linealmente.

Cuando la carga que la columna transmite a la zapata es excéntrica, debe seguirse el criterio de dimensionamiento para losas planas que se presenta en la sección 2.5.9.

6.4.3 Anclaje

Se supondrá que las secciones críticas por anclaje son las mismas que por flexión. También deben revisarse todas las secciones donde ocurran cambios de sección o donde se interrumpa parte del refuerzo.

6.4.4 Diseño por aplastamiento

Los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto no excederán de los valores consignados en la sección 2.4.

6.4.5 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 150 mm. Si la zapata apoya sobre pilotes, dicho espesor mínimo será de 300 mm.

6.5 Muros

En edificios con muros de concreto perimetrales en la cimentación de mucha mayor rigidez que los superiores, y con losas de sótano que se comportan como diafragmas rígidos en su plano, la altura total del muro, H_m , y la altura crítica, H_{cr} , definida en la sección 6.5.2.2, se medirán desde el piso de la planta baja.

6.5.1 Muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las disposiciones complementarias de las secciones 6.5.1.1 y 6.5.1.2.

6.5.1.1 Ancho efectivo ante cargas concentradas

Si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.

6.5.1.2 Refuerzo mínimo

Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de $0.3f_c'A_g$, el refuerzo mínimo vertical del muro será el indicado en la sección 5.7, sin que sea necesario restringirlo contra el pandeo; si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, el refuerzo vertical mínimo será el prescrito en la sección 6.2.2 y habrá que restringirlo contra el pandeo mediante grapas.

El refuerzo mínimo horizontal será el que se pide en la sección 5.7.

6.5.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

6.5.2.1 Alcances y requisitos generales

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, con cargas verticales menores que $0.3f_c'A_g$, con relación L/t no mayor de 70 (donde L es la longitud horizontal del muro y t es el espesor del muro). Si actúan cargas verticales mayores, la relación L/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en las secciones 6.5.1 y 2.3. El espesor de estos muros no será menor de 130 mm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3 m, el espesor de los muros puede ser de 100 mm.

Se usará $Q = 3$ en el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales inducidas. Se adoptará $Q = 2$ cuando el muro no cumpla con los requisitos para elementos extremos de la sección 6.5.2.4. Si parte de las fuerzas laterales inducidas por el sismo son resistidas por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o losas planas, se usará el valor de Q prescrito en los Capítulos 7 y 8, correspondientes de estas Normas.

6.5.2.2 Momentos flexionantes de diseño

En muros en que $H_m/L \geq 2$, se considerará al momento flexionante de diseño a lo largo de H_{cr} con un valor constante e igual al momento M_u obtenido del análisis en la base del muro. La altura crítica H_{cr} será igual al menor de L o $M_u/4V_u$. A partir de la altura del muro, H_{cr} , se usará un diagrama de momentos flexionantes lineal tal que sea paralelo a la línea que une los momentos calculados en la base y en la punta del muro (fig. 6.6). En edificios

con muros perimetrales de cimentación, se considerará el momento flexionante de magnitud constante a lo largo del primer nivel del sótano y de la altura crítica, H_{cr} , medida desde la planta baja hacia arriba.

6.5.2.3 Flexión y flexocompresión

a) Resistencia de muros a flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de muros se puede calcular como si fueran columnas cumpliendo con las especificaciones de las secciones 2.1 a 2.3, con excepción de las secciones 2.2.3 y 2.2.5. Con base en un análisis de compatibilidad de deformaciones, se deberá incluir todo el refuerzo vertical colocado dentro de un ancho efectivo de los patines (si existen), en los elementos extremos y el alma del muro. Toda barra de refuerzo tomada en cuenta en el cálculo de la resistencia deberá estar anclada como lo especifican las secciones 5.1.1, 5.1.2 y 5.1.4.

La cimentación debe diseñarse para resistir las fuerzas demandadas por los elementos extremos y el alma.

Si el muro posee aberturas, se deberá considerar su influencia en la resistencia a flexión y cortante (ver las secciones 6.5.2.4 y 6.5.2.5). Se deberá verificar que alrededor de las aberturas se pueda desarrollar un flujo de fuerzas tal que no exceda la resistencia de los materiales y que esté en equilibrio con el sistema de acciones o fuerzas internas de diseño (momentos flexionantes, cargas axiales, fuerzas cortantes).

En muros con patines se acepta considerar un ancho efectivo adyacente al alma del muro, tanto en el patín a compresión como a tensión, igual al menor de:

- 1) La mitad de la distancia al paño del alma del muro más cercano; o
- 2) $0.25H_m$.

Opcionalmente, la resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ec. 2.15 si la carga vertical de diseño, P_u no es mayor que $0.3F_R t L f_c'$ y la cuantía del acero a tensión $A_s/t d$, no excede de 0.008. En esta expresión, A_s es el acero longitudinal del muro colocado tal que el brazo z sea el obtenido con el criterio de las ecuaciones 6.10; y d es el peralte efectivo del muro en dirección de la flexión

$$\begin{aligned}
 z &= 1.2H_m & \text{si } \frac{H_m}{L} &\leq 0.5 \\
 z &= 0.4 \left(1 + \frac{H_m}{L} \right) L & \text{si } 0.5 < \frac{H_m}{L} < 1.0 \\
 z &= 0.8L & \text{si } 1.0 \leq \frac{H_m}{L} & \quad (6.10)
 \end{aligned}$$

donde H_m es la altura total del muro, medida desde el empotramiento o desplante hasta su punta. El área de acero a tensión A_s no será menor que la obtenida por la ec. 2.2.

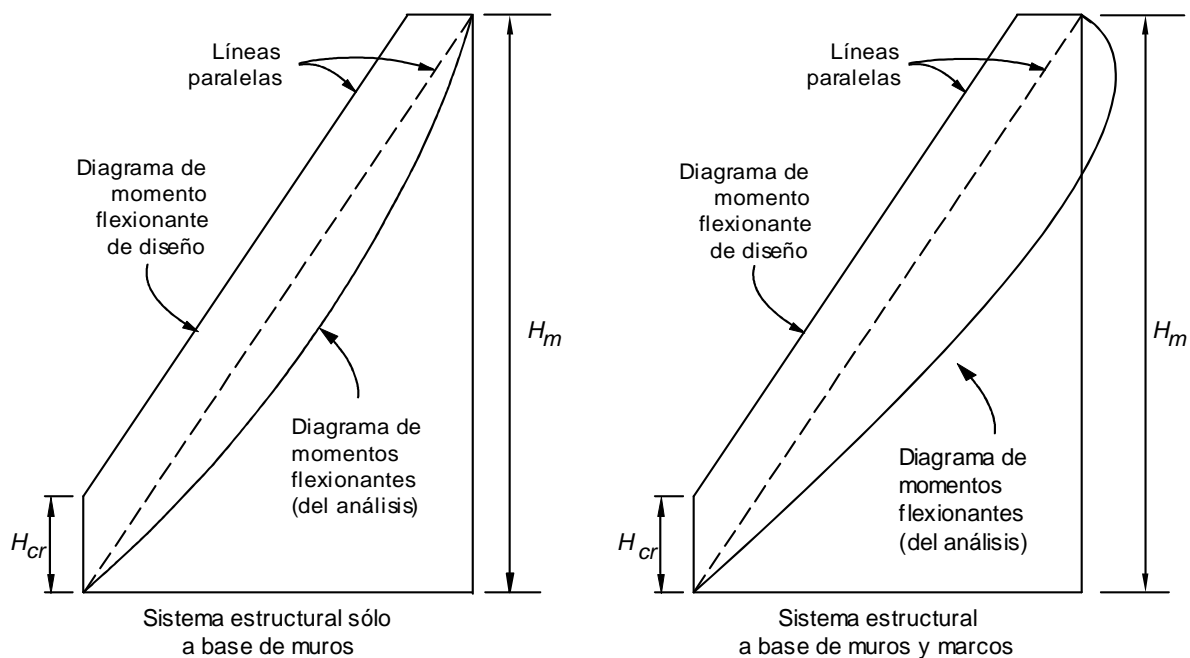


Figura 6.6 Diagrama de momento flexionante de diseño para muro

b) Colocación de refuerzo vertical

En muros con relación H_m/L no mayor que 1.2, el refuerzo vertical para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste en anchos iguales a $(0.25-0.1H_m/L)L$, medido desde el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que $0.4H_m$.

Si la relación H_m/L es mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a $0.15L$ medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel H_{cr} este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y carga axial, respetando las disposiciones de las secciones 5.1 y 6.5.2.2.

Cuando sean necesarios los elementos extremos a que se refiere la sección 6.5.2.4, el refuerzo por flexión se colocará en dichos elementos independientemente de la relación H_m/L .

c) Restricción contra pandeo del refuerzo vertical

El refuerzo cuyo trabajo a compresión sea necesario para lograr la resistencia requerida debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas que cumplan con las disposiciones de la sección 6.2.3.

6.5.2.4 Elementos de refuerzo en los extremos de muros

Se evaluará la necesidad de suministrar elementos de refuerzo en las orillas de muros de conformidad con lo dispuesto en los incisos 6.5.2.4.a o 6.5.2.4.b (fig. 6.7). Los elementos de borde deberán satisfacer el inciso 6.5.2.4.c. En muros con patines se usará un ancho efectivo del patín igual a la definida en el inciso 6.5.2.3.a.

a) Los requisitos de este inciso son aplicables a muros o segmentos de muro continuos, desde la base de la estructura hasta la punta del muro y que estén diseñados para formar una articulación plástica bajo flexión y carga axial. Se entiende por segmento de un muro a la porción de éste entre aberturas o entre una abertura y

un borde vertical. Los muros o segmentos que no satisfagan lo anterior se deberán diseñar según el inciso 6.5.2.4.b.

Se deberá suministrar elementos extremos en las zonas a compresión del muro, o de un segmento de muro, si:

$$c \geq \frac{L}{600(Q\Delta/H)} \quad (6.11)$$

donde

$Q\Delta/H$ no deberá ser menor que 0.007. H será la altura total del muro, o la altura del segmento, según corresponda;

c profundidad del eje neutro calculada a partir de las hipótesis de la sección 2.1 y que corresponde al momento resistente (momento resistente de diseño con factor de resistencia unitario) cuando el muro se desplace una cantidad $Q\Delta$. La carga axial es la carga axial de diseño consistente con la combinación de cargas y fuerzas que produzca el desplazamiento lateral $Q\Delta$; y

$Q\Delta$ corresponde al desplazamiento inelástico producido por el sismo de diseño.

Cuando se necesiten elementos extremos según la ec. 6.11, el refuerzo de ellos se extenderá verticalmente en la altura crítica, H_{cr} (sección 6.5.2.2), medida a partir de la sección crítica (fig.6.7).

En edificios con muros perimetrales de cimentación mucho más rígidos que los superiores, los elementos de refuerzo en los extremos se extenderán en la altura del primer entrepiso del sótano.

- b) En muros o segmentos de muro no diseñados de acuerdo con el inciso 6.5.2.4.a, se deberán suministrar elementos de refuerzo en las orillas del muro y en bordes de aberturas donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de $0.2f_c'$ bajo las cargas del diseño incluyendo el sismo. Los elementos de refuerzo pueden interrumpirse en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f_c'$. Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de secciones brutas.

El elemento extremo se dimensionará como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura. Se incluirán los factores de carga y de resistencia que corresponda.

- c) Cuando se requieran elementos de refuerzo en los extremos de muros y bordes de aberturas, según los incisos 6.5.2.4.a o 6.5.2.4.b, se deberá cumplir simultáneamente que (fig. 6.7):
- 1) El elemento de refuerzo se extienda en una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de $(c - 0.1L)$ y $c/2$;
 - 2) En muros con patines, el elemento de refuerzo abarque el ancho efectivo del patín a compresión (inciso 6.5.2.3.a) y se extienda al menos 300 mm dentro del alma;
 - 3) El elemento extremo cuente, a todo lo largo, con el refuerzo transversal mínimo que se especifica en el inciso 7.3.4.c para elementos a flexocompresión, con excepción de la ec. 7.4;
 - 4) La separación del refuerzo transversal no exceda la menor de:
 - – La mitad del espesor del muro;
 - – Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa; o
 - – 150 mm;
 - 5) El refuerzo transversal del elemento se continúe dentro de la cimentación cuando menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra longitudinal más gruesa o del paquete de barras longitudinales más gruesas del elemento extremo, con excepción de que el elemento extremo termine en

una zapata o losa de cimentación, caso en que el refuerzo transversal se extenderá 300 mm dentro de la cimentación;

- 6) El refuerzo horizontal de muros se ancle en los núcleos confinados de los elementos extremos de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia; y
- 7) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos cumplan con lo especificado en las secciones 7.1.6 ó 7.1.7.

d) Cuando no se requieran elementos de refuerzo como los indicados en los incisos 6.5.2.4.a a 6.5.2.4.c, se deberá satisfacer que:

- 1) Si la cuantía del refuerzo longitudinal del muro colocado en el entrepiso es mayor que $2.8/f_y$, en MPa ($28/f_y$, en kg/cm^2), se deberá colocar refuerzo transversal que cumpla con el inciso 7.3.4.d y que se extienda una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de $(c-0.1L)$ y $c/2$. La separación máxima del refuerzo transversal no excederá de 200 mm.
- 2) Excepto cuando la fuerza cortante de diseño V_u en el plano del muro sea menor que

$$0.083A_{cm}\sqrt{f_c^*} \quad ; \quad \text{si se usan mm}^2 \text{ y MPa}$$

$$\left(\begin{array}{l} 0.26A_{cm}\sqrt{f_c^*} \quad ; \quad \text{si se usan cm}^2 \text{ y kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

el refuerzo horizontal que termine en los bordes de un muro sin elementos de refuerzo, deberá rematarse mediante un dobléz que rodee el refuerzo longitudinal extremo del muro (fig. 6.7). A_{cm} es el área bruta de la sección de concreto, calculada como el producto del espesor por la longitud del muro.

Opcionalmente, el refuerzo longitudinal extremo del muro se podrá confinar con estribos en forma de letra U, que tengan el mismo diámetro y separación que el refuerzo horizontal. Estos estribos se extenderán hacia el alma del muro cuando menos en una distancia igual a la longitud de traslape medida desde la cara interna de las barras longitudinales extremas reforzadas transversalmente.

6.5.2.5 Fuerza cortante

a) Fuerza cortante que toma el concreto

La fuerza cortante, V_{cR} , que toma el concreto en muros se determinará con el criterio siguiente:

- 1) Si la relación de altura total a longitud, H_m/L del muro o H/L del segmento no excede de 1.5, se aplicará la ecuación 6.12

$$V_{cR} = 0.27F_R\sqrt{f_c^*} t L \quad (6.12)$$

$$\left(V_{cR} = 0.85 F_R \sqrt{f_c^*} t L \right)$$

- 2) Si H_m/L es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las expresiones 2.19 ó 2.20 en las que b se sustituirá por el espesor del muro, t ; y el peralte efectivo del muro se tomará igual a $0.8L$. Cuando H_m/L esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.
- 3) En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud entre la del muro completo y la del segmento considerado.

b) Fuerza cortante que toma el acero del alma

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará a partir de las ecs. 6.13 y 6.14, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen en 6.5.2.5.c.

La cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño, p_m , se calculará con la expresión

$$p_m = \frac{V_u - V_{cR}}{F_R f_y A_{cm}} \quad (6.13)$$

y la del refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, p_n , con

$$p_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (p_m - 0.0025) \quad (6.14)$$

donde

$$p_m = \frac{A_{vm}}{s_m t}; \quad p_n = \frac{A_{vn}}{s_n t};$$

s_m, s_n separación de los refuerzos paralelo y perpendicular a la fuerza cortante de diseño, respectivamente;

A_{vm} área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_m ; y

A_{vn} área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia s_n .

No es necesario que la cuantía de refuerzo p_n por fuerza cortante sea mayor que p_m . Si la relación H_m/L no excede de 2.0, la cuantía p_n no debe ser menor que p_m .

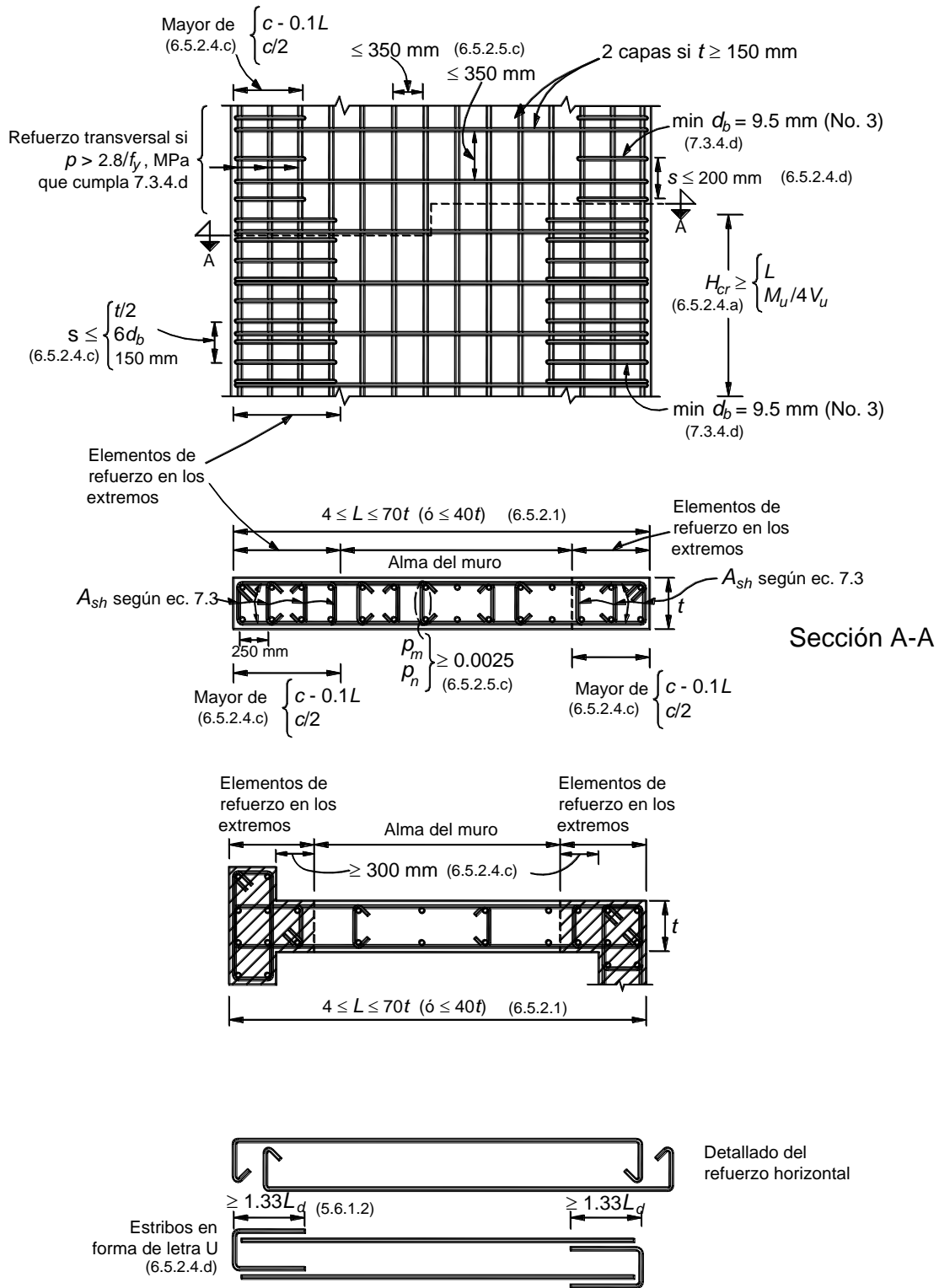
Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

c) Refuerzo mínimo, separación y anclaje del refuerzo

Las cuantías de refuerzo p_m y p_n no serán menores de 0.0025.

El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 350 mm (fig. 6.7). Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de este exceda de 150 mm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas de diseño sea mayor que $0.19 \sqrt{f_c}$ en MPa (o $0.6 \sqrt{f_c}$ en kg/cm²); en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

Todas las barras horizontales y verticales deben estar ancladas de modo que sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.



Sección A-A

Figura 6.7 Detallado de muros

d) Limitación para V_u

En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que

$$0.63F_R A_{cm} \sqrt{f_c^*} \quad (6.15)$$
$$\left(2F_R A_{cm} \sqrt{f_c^*} \right)$$

e) Aberturas

Se proporcionará refuerzo en la periferia de toda abertura para resistir las tensiones que puedan presentarse. Como mínimo deben colocarse dos barras de 12.7 mm de diámetro (número 4), o su equivalente, a lo largo de cada lado de la abertura. El refuerzo se prolongará una distancia no menor que su longitud de desarrollo, L_d , desde las esquinas de la abertura.

Se deberá revisar la necesidad de suministrar refuerzo en un extremo según los incisos 6.5.2.4.a o 6.5.2.4.b.

Las aberturas deben tomarse en cuenta al calcular rigideces y resistencias.

f) Juntas de colado

Todas las juntas de colado cumplirán con las secciones 14.3.10 y 2.5.10.

6.5.2.6 Muros acoplados

Todas las reglas señaladas anteriormente serán válidas para los segmentos de muros que formen parte de muros acoplados destinados a resistir fuerzas laterales en su plano. Las vigas de acoplamiento se diseñarán y detallarán según lo especificado en la sección 6.1.4.5.

6.6 Diafragmas y elementos a compresión de contraventeos

6.6.1 Alcance

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo, así como a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas laterales en su plano, como las inducidas por los sismos, a o entre elementos resistentes a fuerzas laterales.

6.6.2 Firmes colados sobre elementos prefabricados

En sistemas de piso o techo prefabricados se aceptará que un firme colado sobre los elementos prefabricados funcione como diafragma a condición de que se dimensione de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano. También se aceptará un firme que esté reforzado y cuyas conexiones con los elementos prefabricados de piso estén diseñadas y detalladas para resistir las acciones de diseño en el plano. En este caso, la superficie de concreto endurecido cumplirá con la sección 14.3.10 y con la rugosidad de la sección 2.5.10. En todo caso se deberán colocar los elementos de refuerzo prescritos en la sección 6.6.6.

6.6.3 Espesor mínimo del firme

El espesor del firme no será menor que 60 mm, si el claro mayor de los tableros es de 6 m o más. En ningún caso será menor que 30 mm.

6.6.4 Diseño

Los diafragmas se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma, según su relación claro a peralte. Debe comprobarse que posean suficiente resistencia a flexión en el plano y a cortante en el estado límite de falla, así como que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y

los elementos verticales destinados a resistir las fuerzas laterales. En particular, se revisará el efecto de aberturas en el diafragma en la proximidad de muros de concreto y columnas. En lo que se refiere a aberturas se aplicará lo prescrito en el inciso 6.5.2.5.e.

Para revisar los estados límite de servicio, se deberán considerar las rigideces del diafragma a flexión y cortante, así como los efectos de flujo plástico, contracción y gradientes térmicos.

6.6.5 Refuerzo

El refuerzo mínimo por fuerza cortante, será el indicado en el inciso 6.5.2.5.c. Si se utiliza malla soldada de alambre para resistir la fuerza cortante en firmes sobre elementos prefabricados, la separación de los alambres paralelos al claro de los elementos prefabricados no excederá de 250 mm. El refuerzo por fuerza cortante debe ser continuo y distribuido uniformemente a través del plano de corte.

6.6.6 Elementos de refuerzo en los extremos

Los elementos de refuerzo en los extremos de diafragmas podrán estar incluidos en el espesor del diafragma o bien, preferentemente, en vigas de borde.

Los elementos extremos de diafragmas se dimensionarán para la suma de la compresión directa de diseño que actúe y la debida al momento de diseño que obre en la sección, la cual puede obtenerse dividiendo el momento entre la distancia que separa los ejes de los elementos extremos.

Los elementos a compresión de diafragmas horizontales y de armaduras verticales, así como las diagonales de contraventeo, sujetos a esfuerzos de compresión mayores que $0.2f_c'$, contarán en su longitud con el refuerzo transversal mínimo que se prescribe en los incisos 7.3.4.b a 7.3.4.d. Este refuerzo puede interrumpirse en las zonas donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f_c'$. Los esfuerzos se valuarán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones brutas de los miembros considerados.

Las barras de refuerzo longitudinal de elementos extremos deberán ser continuas y podrán ser unidas mediante traslapes, soldadura o dispositivos mecánicos. En todo caso, deberán poder alcanzar su esfuerzo de fluencia. Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos deberán cumplir con las secciones 7.1.6 ó 7.1.7.

En las zonas de traslape y anclaje se deberá suministrar refuerzo transversal en cuantía al menos igual a la mínima de la sección 2.5.2, excepto cuando se coloque el refuerzo transversal prescrito en los incisos 7.3.4.b a 7.3.4.d.

6.7 Arcos, cascarones y losas plegadas

6.7.1 Análisis

Los arcos, cascarones y losas plegadas se analizarán siguiendo métodos reconocidos. En el análisis de cascarones delgados y losas plegadas puede suponerse que el material es elástico, homogéneo e isótropo y que la relación de Poisson es igual a cero. El análisis que se haga debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones, y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan. Deben, asimismo, considerarse las limitaciones que imponga el pandeo del cascarón o losa y se investigará la posible reducción de las cargas de pandeo causada por deflexiones grandes, flujo plástico y diferencias entre la geometría real y la teórica. Se prestará especial atención a la posibilidad de pandeo de bordes libres de cascarones y losas.

6.7.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones y losas plegadas

Se podrán aplicar métodos aproximados de análisis que cumplan las condiciones de equilibrio aunque no satisfagan las de compatibilidad de deformaciones, a condición de que la experiencia haya demostrado que conducen a diseños seguros.

Podrá no tomarse en cuenta la influencia de fenómenos tales como pandeo o flujo plástico del concreto, siempre que se demuestre analítica o experimentalmente, o por comparación con estructuras existentes de comportamiento satisfactorio, que tales influencias no tienen importancia.

6.7.3 Dimensionamiento

Los arcos, cascarones y losas plegadas se dimensionarán de acuerdo con las disposiciones de las secciones 2.3 y 2.5 para flexocompresión y cortante, respectivamente.

El refuerzo de cascarones y losas plegadas se dimensionará para resistir la totalidad de los esfuerzos de tensión que se obtengan del análisis y debe cumplir con los requisitos de la sección 5.7 para refuerzo por cambios volumétricos.

6.8 Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos

Cuando por usar análisis límite, o por alguna otra razón, deban preverse articulaciones plásticas en vigas, columnas o arcos de concreto reforzado, se cumplirán los requisitos de las zonas confinadas de vigas y columnas de marcos dúctiles prescritos en el Cap. 7, en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes efectivos, $2d$, de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica. Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes efectivos se tomarán a cada lado de dicha sección.

Si la articulación en una viga se forma al paño de una columna sin que llegue otra viga a la cara opuesta, el acero de refuerzo superior e inferior de la viga debe prolongarse hasta la cara más lejana del núcleo de la columna y su anclaje cumplirá con los requisitos de la sección 7.4.5.1.

En estructuras formadas por vigas y columnas se procurará que las articulaciones plásticas se formen en las vigas (mecanismo de columna fuerte y viga débil).

6.9 Ménsulas

6.9.1 Requisitos generales

Las disposiciones de esta sección son aplicables a ménsulas con relación entre la distancia de la carga vertical al paño donde arranca la ménsula, a , y el peralte efectivo medido en dicho paño, d , menor o igual a 1.0, y sujetas a una tensión horizontal de diseño, P_{hu} , no mayor que la carga vertical de diseño, P_{vu} .

El peralte total en el extremo de la ménsula no debe ser menor que $0.5d$.

La sección donde arranca la ménsula debe dimensionarse para que resista simultáneamente:

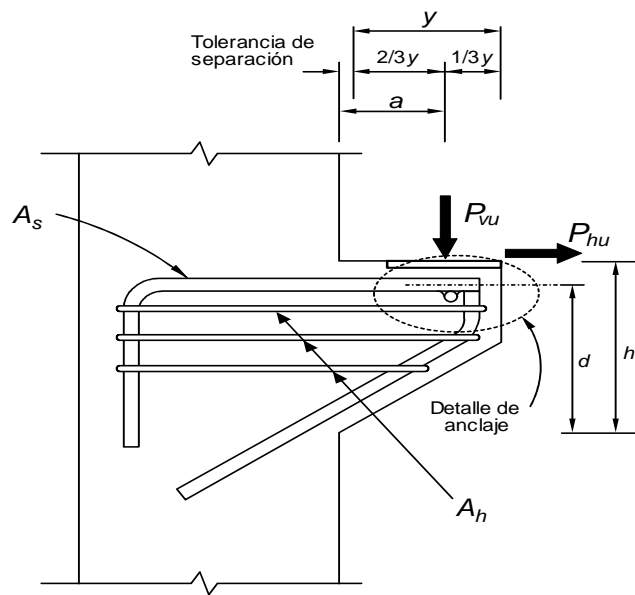
a) Una fuerza cortante, P_{vu} ;

b) Un momento flexionante

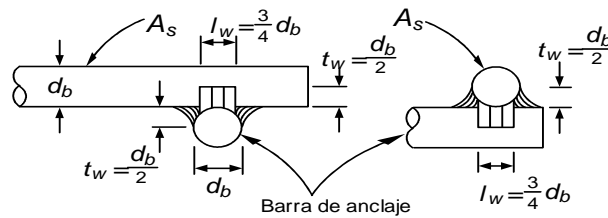
$$P_{vu} a + P_{hu} (h-d) \quad (6.16)$$

c) Y una tensión horizontal, P_{hu} .

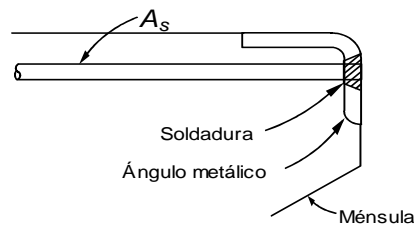
Para diseño se debe considerar que la fuerza P_{vu} está a un tercio de la distancia y del extremo de la ménsula, como se indica en la fig. 6.8.



a) Corte



b) Anclaje con barra



c) Anclaje con ángulo metálico

Figura 6.8 Detalles de anclaje en ménsulas

De manera optativa al procedimiento señalado en las secciones 6.9.2 a 6.9.4, se permitirá el uso de la teoría de la analogía de la armadura para la determinación del refuerzo en ménsulas.

En todos los cálculos relativos a ménsulas, el factor de resistencia, F_R , se tomará igual a 0.8.

6.9.2 Dimensionamiento del refuerzo

El refuerzo de una ménsula constará de barras principales de área A_s , y de estribos complementarios horizontales de área A_h , (fig. 6.8).

El área A_s se tomará como la mayor de las obtenidas con las expresiones siguientes:

$$A_f + A_n$$

$$\frac{2}{3} A_{vf} + A_n$$

La cuantía, A_s/bd , no debe ser menor que

$$0.04 \frac{f_c'}{f_y}$$

El área A_h se tomará al menos igual a $0.5(A_s - A_n)$.

En las expresiones anteriores, A_f , es el área de refuerzo necesario para resistir el momento flexionante dado de acuerdo con la ec. 6.16.

El área A_{vf} , es la del refuerzo para resistir la fuerza cortante P_{vu} , y A_n , la del necesario para resistir la tensión P_{hu} .

El área A_f no debe exceder al área balanceada obtenida con la ec. 2.3, y puede calcularse con la expresión 2.15, suponiendo que el brazo z es igual a $0.9d$.

El refuerzo A_{vf} se determinará de acuerdo con el criterio de cortante por fricción de 2.5.10, suponiendo la compresión N_u igual a cero.

El área A_n , se calculará como

$$\frac{P_{hu}}{F_R f_y}$$

La tensión, P_{hu} , no se tomará menor que $0.2P_{vu}$, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar que se generen tensiones.

6.9.3 Detallado del refuerzo

El refuerzo primario A_s debe anclarse en el extremo de la ménsula en alguna de las formas siguientes:

- Soldándolo a una barra transversal de diámetro no menor que el de las barras que forman A_s . La soldadura debe ser capaz de permitir que A_s alcance su esfuerzo de fluencia;
- Doblándolo horizontalmente de modo de formar barras en forma de letra U en planos horizontales; y
- Mediante algún otro medio efectivo de anclaje.

El refuerzo A_h debe constar de estribos cerrados paralelos a las barras A_s , los cuales estarán uniformemente repartidos en los dos tercios del peralte efectivo adyacentes al refuerzo A_s . Los estribos se detallarán como se indica en la sección 5.1.7.

6.9.4 Área de apoyo

El área de apoyo no debe extenderse más allá de donde termina la parte recta de las barras A_s , ni más allá del borde interior de la barra transversal de anclaje, cuando ésta se utilice.

7. MARCOS DÚCTILES

7.1 Requisitos generales

Los requisitos de este capítulo se aplican a los marcos colados en el lugar que cumplan con las secciones 7.1.1 ó 7.1.2. En todos los casos debe cumplirse con las secciones 7.1.3 a 7.1.7.

7.1.1 Estructuras diseñadas con Q igual a 4

- Estructuras a base de marcos colados en el lugar diseñados por sismo.

- b) Estructuras coladas en el lugar, formadas por marcos y muros de concreto reforzado que cumplan con la sección 6.5.2 o marcos y contravientos que cumplan con la sección 6.6, en las que la fuerza cortante inducida por el sismo resistida por los marcos en cada entrepiso sea por lo menos el 50 por ciento de la total.

7.1.2 Estructuras diseñadas con Q igual a 3

- a) Estructuras a base de marcos colados en el lugar diseñados por sismo.
- b) Estructuras coladas en el lugar, formadas por marcos y muros o contravientos que cumplan con la sección 6.5.2 ó 6.6, en las que la fuerza cortante inducida por el sismo resistida por los marcos en algún entrepiso sea menor que el 50 por ciento de la total.

7.1.3 Miembros estructurales de cimentaciones

Los requisitos de este capítulo se aplicarán también a los elementos estructurales de la cimentación.

7.1.4 Requisitos complementarios

- a) En lo referente a los valores de Q, debe cumplirse, con las secciones 5.1 y 5.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.
- b) Sea que la estructura esté formada sólo de marcos, o de marcos y muros o contravientos, las fuerzas cortantes inducidas por el sismo con que se diseñe un marco no deben ser menores, en cada entrepiso, que el 25 por ciento de las que le corresponderían si trabajara aislado del resto de la estructura.
- c) Se aplicarán las disposiciones de estas Normas que no se vean modificadas por este capítulo.

7.1.5 Características mecánicas de los materiales

- a) Se deberá usar concreto clase 1. La resistencia especificada, f_c' del concreto no será menor que 25 MPa (250 kg/cm²).
- b) Las barras de refuerzo serán corrugadas, con esfuerzo especificado de fluencia de 412 MPa (4 200 kg/cm²) y cumplirán con los requisitos para acero normal o de baja aleación de la Norma Mexicana correspondiente.
- Además, las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo de fluencia especificado en más de 130 MPa (1 300 kg/cm²), y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia.

7.1.6 Uniones soldadas de barras

- a) Las uniones soldadas de barras deberán cumplir con la sección 5.6.1.3. No se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.
- b) No se permite soldar estribos, grapas, accesorios u otros elementos similares al refuerzo longitudinal requerido por diseño.

7.1.7 Dispositivos mecánicos para unir barras

- a) Se aceptarán dos tipos
- 1) El Tipo 1 deberá cumplir los requisitos de la sección 5.6.1.3; y
 - 2) El Tipo 2, además de cumplir con la sección 5.6.1.3, deberá ser capaz de alcanzar la resistencia especificada a tensión de la barra por unir.

- b) Los dispositivos mecánicos del Tipo 1 no se deberán usar en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento medida desde el paño de la columna o de la viga, o a partir de las secciones donde es probable que el refuerzo longitudinal alcance su esfuerzo de fluencia como resultado de desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco.
- c) Se podrán usar los dispositivos mecánicos Tipo 2 en cualquier lugar.

7.2 Miembros a flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas que satisfagan la ec. 7.1.

$$P_u \leq A_g f_c' / 10 \quad (7.1)$$

7.2.1 Requisitos geométricos

- a) El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo;
- b) En sistemas de vigas y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30;
- c) La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0;
- d) El ancho de la viga no será menor de 250 mm, ni excederá el ancho de las columnas a las que llega; y
- e) El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo del ancho de la columna normal a la viga.

7.2.2 Refuerzo longitudinal

- a) En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que la obtenida de la ec. 2.2 y constará por lo menos de dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4).

La cuantía de acero longitudinal a tensión, ρ , no excederá de 0.025.

- b) El momento resistente positivo en el paño de la unión viga–columna no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro, ni el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que tenga en los extremos.
- c) Se permiten traslapes del refuerzo longitudinal sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento en forma de hélices o estribos cerrados. El paso o la separación de este refuerzo no será mayor que $0.25d$, ni que 100 mm. No se permitirán las uniones por traslape en los casos siguientes:
- 1) Dentro de los nudos (uniones viga–columna);
 - 2) En una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño de nudo; y
 - 3) En aquellas zonas donde el análisis indique que se formarán articulaciones plásticas causadas por desplazamientos laterales del marco en el intervalo inelástico de comportamiento.
- d) Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.
- e) Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, deberán cumplir los requisitos de las secciones 7.1.6 ó 7.1.7, respectivamente, a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

7.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento

- a) Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (número 2.5) que cumplan con los requisitos de los incisos 7.2.3.b a 7.2.3.e, en las zonas siguientes (fig. 7.1):
- 1) En cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes, medida a partir del paño del nudo; y
 - 2) En la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes ($2h$) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica ante desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento del marco. Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección.
- b) El primer estribo se colocará a no más de 50 mm de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes:
- 1) $0.25d$;
 - 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada;
 - 3) 24 veces el diámetro de la barra del estribo; o
 - 4) 300 mm.
- c) Los estribos deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135 grados, seguidos de tramos rectos de no menos de seis diámetros de largo ni de 80 mm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de la sección 5.5. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.
- d) En las zonas definidas en el inciso 7.2.3.a, las barras longitudinales de la periferia deben tener soporte lateral que cumpla con las secciones 6.2.3.2 y 6.2.3.3.
- e) Fuera de las zonas definidas en el inciso 7.2.3.a, la separación de los estribos no será mayor que $0.5d$ a todo lo largo. En todo el elemento, la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante (sección 7.2.4).

7.2.4 Requisitos para fuerza cortante

7.2.4.1 Fuerza cortante de diseño

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido (fig. 7.2). Estos momentos representan una aproximación de la resistencia a flexión y son valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, con factor de resistencia unitario, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.25 f_y$. A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga. En el caso de vigas que formen parte de conexiones viga–columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna (Sección 7.5), para calcular la fuerza cortante de diseño se podrá usar el método anterior considerando que el claro λ de la figura 7.2 es la distancia centro a centro entre dichas articulaciones. El refuerzo por cortante así diseñado se deberá extender dentro de la región de la viga comprendida entre las secciones 1 y 2 definidas en la sección 7.5.2.

Bajo la combinación de cargas muerta, viva y accidental, las vigas de los marcos que cumplan con los incisos 7.1.1.a o 7.1.1.b pueden dimensionarse para fuerza cortante, como opción, con base en la fuerza cortante de diseño obtenida del

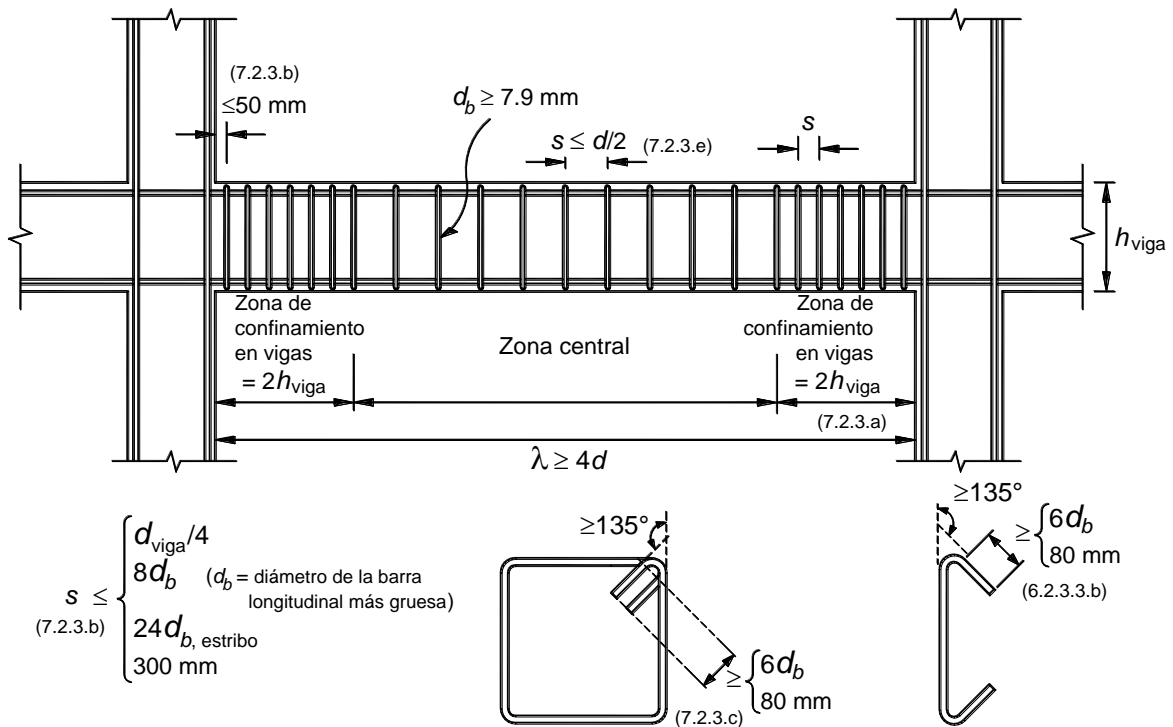


Figura 7.1 Detallado de elementos a flexión de marcos dúctiles

análisis, si al factor de resistencia, F_R , se le asigna un valor de 0.6, en lugar de 0.8. Bajo la combinación de cargas muerta y viva, se usará F_R igual a 0.8.

7.2.4.2 Refuerzo transversal para fuerza cortante

Al calcular el refuerzo transversal por cortante, se despreciará la contribución del concreto a la resistencia si, en las zonas definidas en el inciso 7.2.3.a, la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según la sección 7.2.4.1. La fuerza cortante de diseño no excederá de la indicada en la sección 2.5.2.4.

En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento prescrito en la sección 7.2.3.

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (número 2.5), rematados como se indica en el inciso 7.2.3.c.

7.3 Miembros a flexocompresión

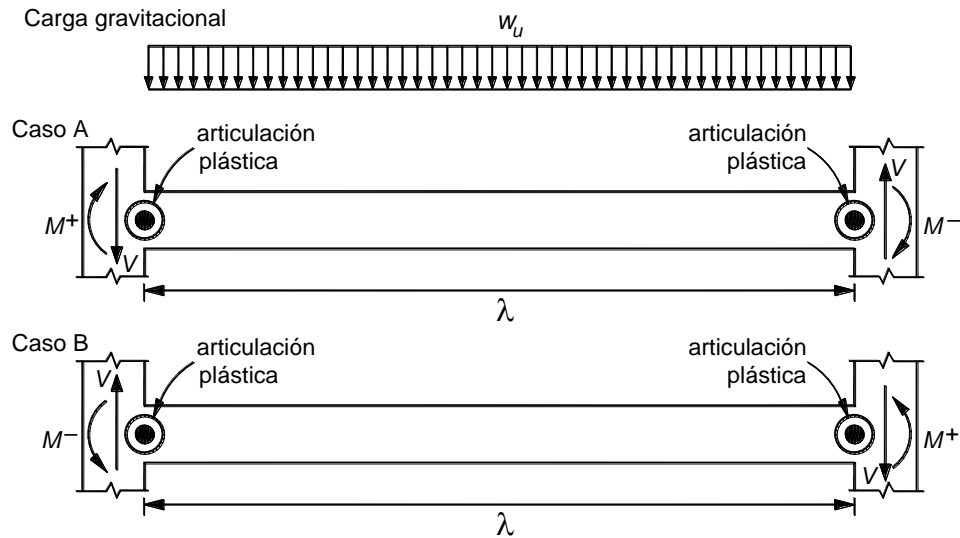
Los requisitos de esta sección (fig. 7.3) se aplican a

miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f_c'/10$.

En marcos que estén en el caso 7.1.1.a, tengan relación altura–base mayor que 2.0, y se encuentren en la zona III, al dimensionar por flexocompresión, se incrementarán 50 por ciento la fuerza axial y el momento flexionante debidos al sismo. El factor de resistencia se tomará igual a 0.8, excepto si se usa el procedimiento optativo que se presenta en la sección 7.3.2.2.

7.3.1 Requisitos geométricos

- La dimensión transversal mínima no será menor que 300 mm;
- El área A_g , no será menor que $P_u/0.5f_c'$ para toda combinación de carga;
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4; y
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.



$$M^+, M^- \Rightarrow F_R = 1$$

$$f_s = 1.25 f_y \quad V = \frac{M^+ + M^-}{\lambda} + \frac{w_u}{2}$$

El sentido de la fuerza cortante V depende de la magnitud relativa de la fuerza cortante producida por la carga gravitacional de diseño w_u y de aquella que equilibra a los momentos que aproximan la resistencia a flexión.

Figura 7.2 Determinación de la fuerza cortante de diseño en un elemento a flexión de marcos dúctiles

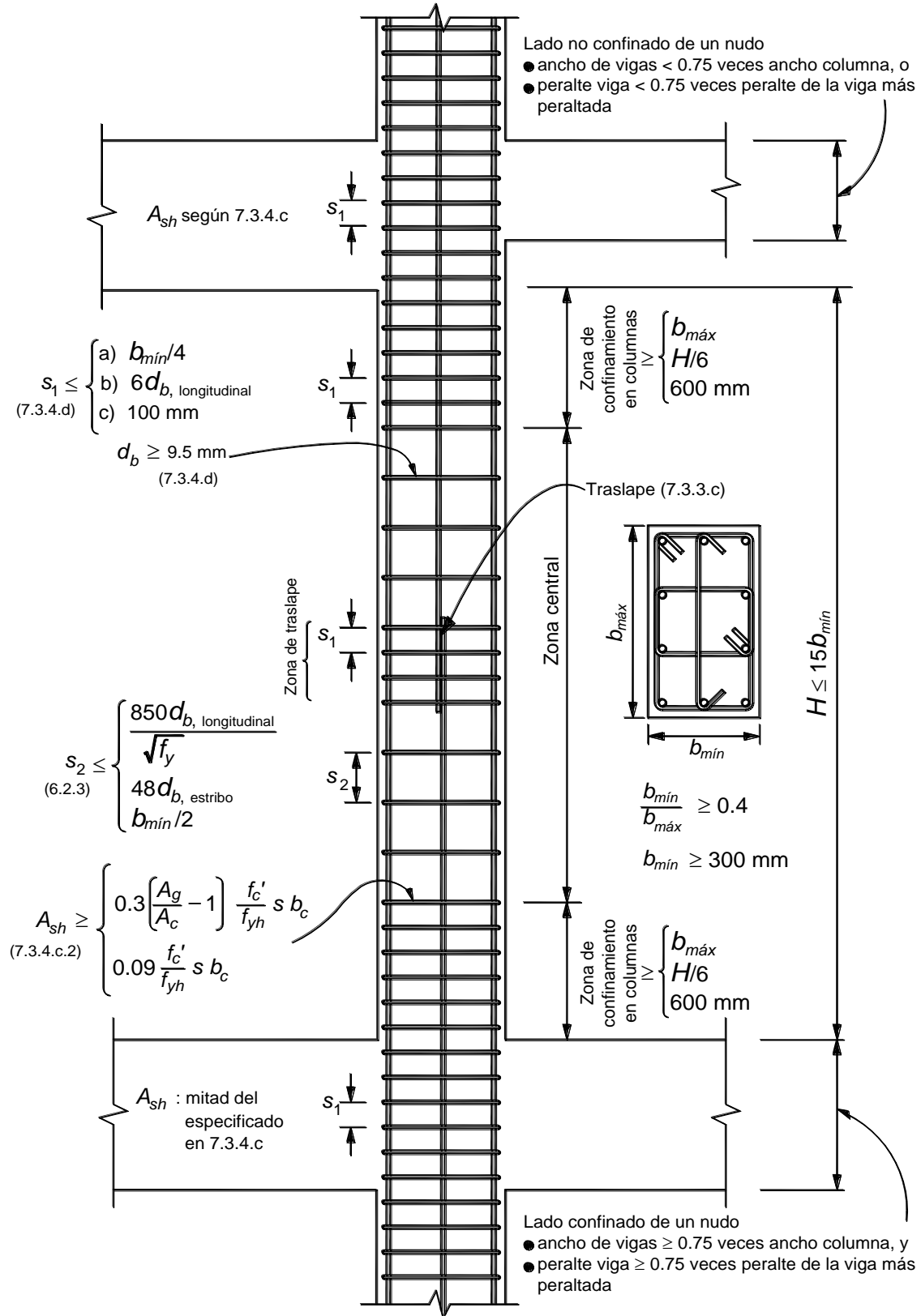


Figura 7.3 Detallado de elementos a flexocompresión de marcos dúctiles

7.3.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

7.3.2.1 Procedimiento general

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ec. 7.2

$$\Sigma M_e \geq 1.5 \Sigma M_g \quad (7.2)$$

donde

ΣM_e suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las columnas que llegan a ese nudo; y

ΣM_g suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno, de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

No será necesario cumplir con la ec. 7.2 en los nudos de azotea.

7.3.2.2 Procedimiento optativo

Bajo la combinación de cargas muerta, viva y accidental, en marcos que estén en los casos 7.1.1.a o 7.1.1.b, no será necesario revisar el cumplimiento de la condición señalada en la sección 7.3.2.1, si las columnas se dimensionan por flexocompresión con un factor de resistencia de 0.6 (la carga axial y el momento flexionante debidos al sismo se incrementarán como se establece en la sección 7.3, cuando el marco tenga las características que allí se indican). Bajo la combinación de cargas muerta y viva, no se modificará el factor F_R .

7.3.3 Refuerzo longitudinal

- a) La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.
- b) Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.
- c) El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento; estos traslapes deben cumplir con los requisitos de las secciones 5.6.1.1 y 5.6.1.2 (fig. 7.3). La zona de traslape debe confinarse con refuerzo transversal de acuerdo con el inciso 7.3.4.d.
- d) Las uniones soldadas de barras deben cumplir con la sección 7.1.6 y los dispositivos mecánicos con la sección 7.1.7. Se pueden usar con tal que en una misma sección cuando más se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.
- e) El refuerzo longitudinal cumplirá con las disposiciones de las secciones 6.2.2 y 6.2.6 que no se vean modificadas por esta sección.

7.3.4 Refuerzo transversal

- a) Debe cumplir con los requisitos de las secciones 6.2.3, 7.1.5.b y 7.3.5, así como con los requisitos mínimos que aquí se establecen (fig. 7.3).
- b) Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se especifica en el inciso 7.3.4.c en una longitud en ambos extremos del miembro y a ambos lados de cualquier sección donde sea probable que fluya por flexión el refuerzo longitudinal ante desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento. La longitud será la mayor de:
 - 1) La mayor dimensión transversal del miembro;
 - 2) Un sexto de su altura libre; o
 - 3) 600 mm.

En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa.

c) Cuantía mínima de refuerzo transversal

- 1) En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, p_s , no será menor que la calculada con las ecs. 6.3.
- 2) En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que la obtenida a partir de las ecs. 7.3 y 7.4.

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (7.3)$$

$$0.09 \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (7.4)$$

- donde b_c es la dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión, normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yh} (fig. 7.4).

- d) El refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (número 3) y rematados como se indica en el inciso 7.2.3.c (fig. 7.3). Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, separadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un dobléz de 135 grados seguido de un tramo recto de al menos seis diámetros de la grapa pero no menor que 80 mm.

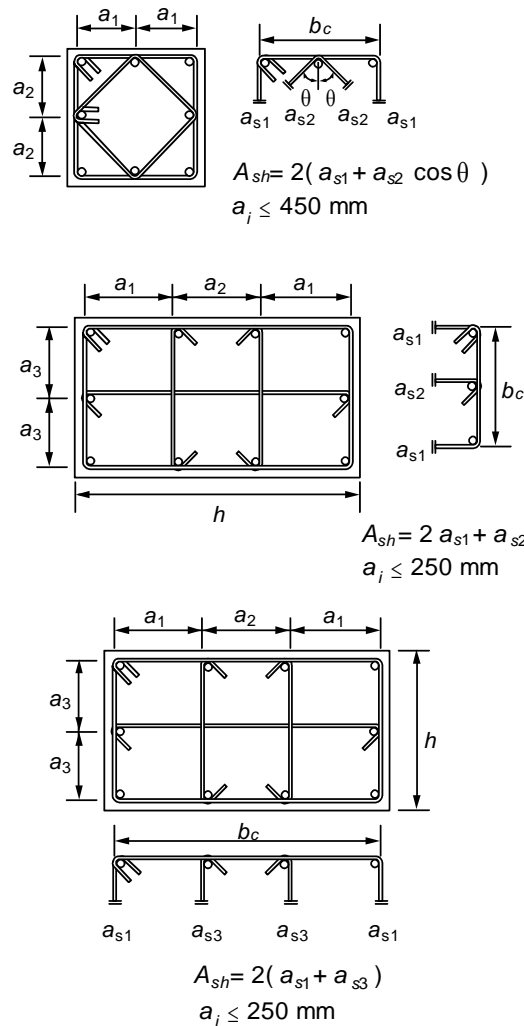


Figura 7.4 Determinación de la cuantía de refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

La separación del refuerzo transversal no debe exceder de:

- 1) La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento;
- 2) Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa; o
- 3) 100 mm.

Si la distancia entre barras longitudinales no soportadas lateralmente es menor o igual que 200 mm, el límite del inciso 7.3.4.d.3 anterior podrá tomarse como 150 mm.

La distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 450 mm, y entre grapas, así como entre éstas y ramas de estribos no será mayor de 250 mm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 450 mm.

En el resto de la columna, el refuerzo transversal cumplirá con los requisitos de la sección 6.2.

En los nudos se cumplirá con los requisitos de la sección 7.4.

7.3.5 Requisitos para fuerza cortante

7.3.5.1 Criterio y fuerza de diseño

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas por flexión en sus extremos. Para esto, la fuerza cortante de diseño se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos flexionantes del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos que representan una aproximación a la resistencia real a flexión de esas secciones, con factor de resistencia igual a uno, y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento flexionante resistente. Sin embargo, no será necesario que el dimensionamiento por fuerza cortante sea más conservador que el obtenido con la fuerza cortante de diseño proveniente del análisis y un factor de resistencia igual a 0.5; al valuar dicha fuerza cortante, se incrementará 50 por ciento la causada por el sismo, cuando se esté en la situación prevista en 7.3.

Cuando, bajo la combinación de cargas muerta, viva y accidental, las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo incluido en 7.3.2.2, el dimensionamiento por fuerza cortante se realizará a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.5; en su caso, la fuerza cortante se modificará como se indica en el párrafo anterior. Bajo la combinación de cargas muerta y viva, el factor de resistencia continúa valiendo 0.8.

7.3.5.2 Contribución del concreto a la resistencia

Se despreciará la contribución del concreto, V_{CR} , si se satisface simultáneamente que:

- a) La fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f_c' / 20$; y que
- b) La fuerza cortante de diseño causada por el sismo sea igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según la sección 7.3.5.1.

7.3.5.3 Refuerzo transversal por cortante

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos cerrados, de una pieza, rematados como se indica en la sección 7.2.3, o por hélices continuas, ambos de diámetro no menor que 9.5 mm (número 3). El refuerzo debe cumplir con el inciso 7.1.5.b.

7.4 Uniones viga–columna

Una unión viga–columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en la altura de la viga más peraltada que llega a ella.

7.4.1 Requisitos generales

Se supondrá que la demanda de fuerza cortante en el nudo se debe a las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión. Si la losa está colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa trabajando a tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T, este ancho del patín de tensión a cada lado del alma será al menos ocho veces el espesor del patín; en secciones L, el ancho del patín será de seis veces el espesor del patín. Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras es $1.25f_y$.

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga–columna.

7.4.2 Refuerzo transversal horizontal

Se debe suministrar el refuerzo transversal horizontal mínimo especificado en el inciso 7.3.4.c. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal horizontal mínimo. La separación será la especificada en el inciso 7.3.4.d.

7.4.3 Refuerzo transversal vertical

Cuando el signo de los momentos flexionantes de diseño se invierta a causa del sismo, se deberá suministrar refuerzo transversal vertical a lo largo de la dimensión horizontal del nudo en uniones de esquina (fig. 7.5).

La cuantía y separación del refuerzo transversal vertical deberá cumplir con lo especificado en los incisos 7.3.4.c y 7.3.4.d.

Se aceptará el uso de estribos abiertos en forma de letra U invertida y sin dobleces, siempre que la longitud de las ramas cumpla con la longitud de desarrollo de la sección 5.1, medida a partir del eje del refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo (fig. 7.5).

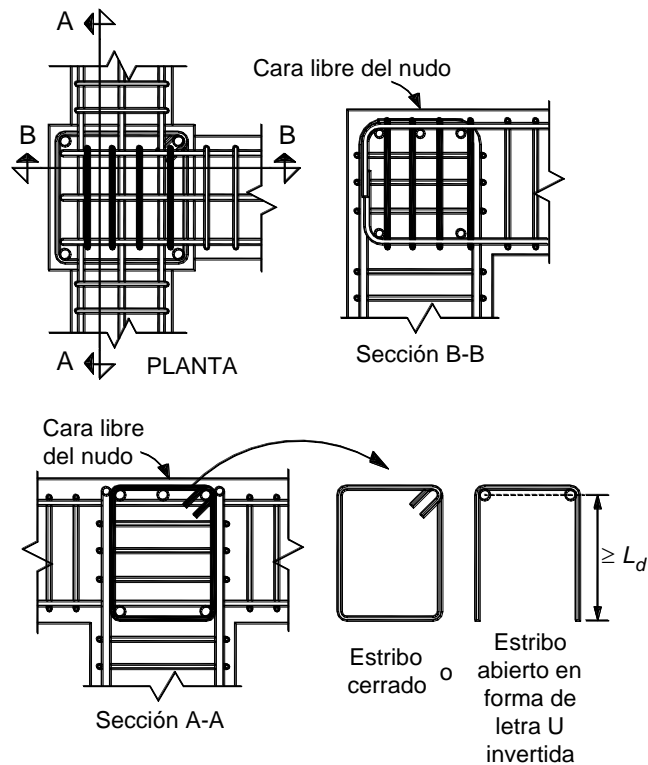


Figura 7.5 Refuerzo transversal vertical en uniones viga – columna

7.4.4 Resistencia a fuerza cortante

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo (fig. 7.6). Para calcular la resistencia de diseño a fuerza cortante del nudo se deberá clasificarlo según el número de caras verticales confinadas por los miembros horizontales y si la columna es continua o discontinua. Se considerará

que la cara vertical está confinada si la viga cubre al menos 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, y si el peralte del elemento confinante es al menos 0.75 veces la altura de la viga más peraltada que llega al nudo.

En nudos con tramos de viga o de columna sin cargar, se admite considerar a la cara del nudo como confinada si los tramos satisfacen las especificaciones geométricas del párrafo anterior y se extienden al menos un peralte efectivo a partir de la cara de la unión. La resistencia de diseño a fuerza cortante de nudos con columnas continuas se tomará igual a (ecs. 7.5 a 7.7):

a) Nudos confinados en sus cuatro caras verticales

$$1.7F_R \sqrt{f_c^*} b_e h ; \text{ si se usan mm y MPa} \quad (7.5)$$

$$\left(\begin{array}{l} 5.5F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \\ ; \text{ si se usan cm y kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

b) Nudos confinados en tres caras verticales o en caras verticales opuestas

$$1.3F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \quad (7.6)$$

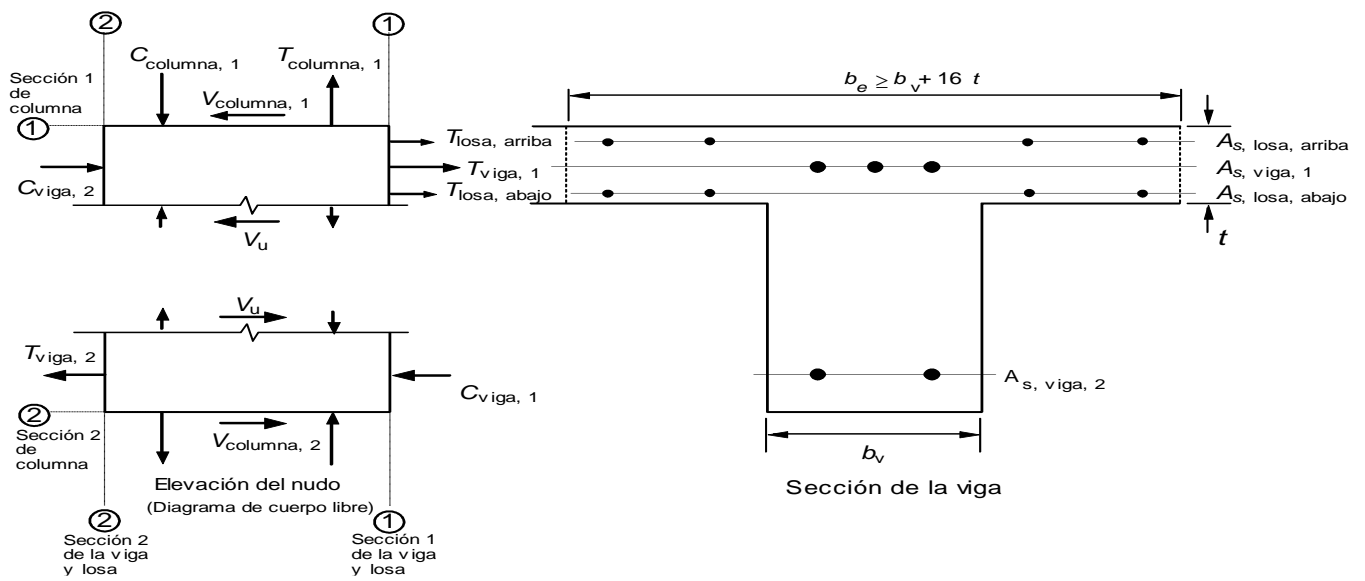
$$\left(4.5F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \right)$$

c) Otros casos

$$1.0F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \quad (7.7)$$

$$\left(3.5F_R \sqrt{f_c^*} b_e h \right)$$

En nudos con columnas discontinuas, la resistencia de diseño a fuerza cortante será 0.75 veces la obtenida de las ecs. 7.5 a 7.7.



$$V_u = T_{viga, 1} + T_{losa, arriba} + T_{losa, abajo} + C_{viga, 2} - V_{columna, 1}$$

donde

$$T_{viga, 1} + T_{losa, arriba} + T_{losa, abajo} = 1.25 f_y (A_{s, viga, 1} + A_{s, losa, arriba} + A_{s, losa, abajo})$$

$$C_{viga, 2} = T_{viga, 2} = 1.25 A_{s, viga, 2} f_y$$

Figura 7.6 Determinación de la fuerza cortante actuante en un nudo de marcos dúctiles

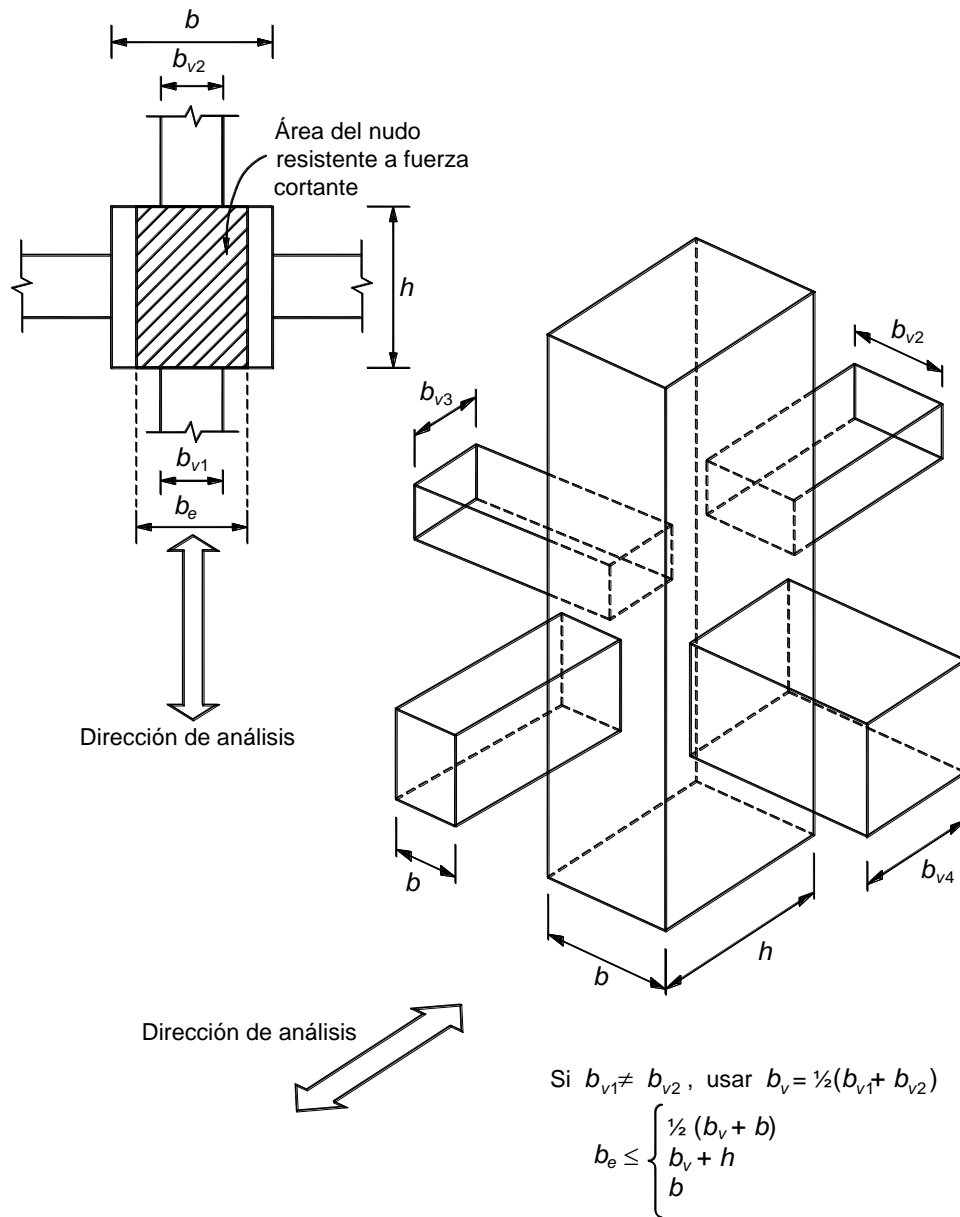


Figura 7.7 Área de la sección que resiste la fuerza cortante en nudos de marcos dúctiles

El ancho b_e se calculará promediando el ancho medio de las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza. Este ancho b_e no será mayor que el ancho de las vigas más el peralte de la columna, h , o que la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, b (fig. 7.7).

Cuando el peralte de la columna en dirección de la fuerza cambie en el nudo y las barras longitudinales se doblan según la sección 6.2.6, se usará el menor valor en las ecs. 7.5 a 7.7.

7.4.5 Anclaje del refuerzo longitudinal

7.4.5.1 Barras que terminan en el nudo

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblé a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna.

La revisión se efectuará de acuerdo con la sección 5.1.2.2, donde será suficiente usar una longitud de desarrollo del 80 por ciento de la allí determinada. Este porcentaje no afecta a los valores mínimos, 150 mm y $8d_b$, ni el tramo recto de $12d_b$ que sigue al doblé.

7.4.5.2 Barras continuas a través del nudo

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h_{(\text{columna})}/d_b \text{ (barra de viga)} \geq 20$$

$$h_{(\text{viga})}/d_b \text{ (barra de columna)} \geq 20$$

donde $h_{(\text{columna})}$ es la dimensión transversal de la columna en dirección de las barras de viga consideradas.

Si en la columna superior del nudo se cumple que $P_u/A_g f_c' \geq 0.3$, la relación del peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna se puede reducir a 15. También es suficiente esta relación cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total inducida por el sismo.

7.5 Conexiones viga–columna con articulaciones alejadas de la cara de la columna

7.5.1 Requisitos generales

Se aceptará diseñar y detallar las vigas, columnas y su unión de modo que las articulaciones plásticas por flexión de las vigas ante sismo, tanto a flexión positiva como negativa, se formen alejadas del paño de la columna (fig. 7.8). Se aceptará que se diseñen y detallen para que se formen al menos a una distancia igual a un peralte efectivo de la viga. En el diseño y detallado se aplicarán todos los criterios de estas Normas que no sean modificadas en la sección 7.5.

La sección 7.5 sólo se aplica si el claro de cortante de las vigas es al menos tres veces el peralte efectivo. El claro de cortante se define como la distancia entre la cara de la columna y el punto de inflexión en el diagrama de momentos flexionantes de diseño.

7.5.2 Refuerzo longitudinal de las vigas

Se deberá usar la combinación de carga con sismo que produzca el máximo momento flexionante en la viga.

- En vigas de sección constante, se deberán revisar dos secciones. La sección 1 corresponde a la cara de la columna y la sección 2 a una vez el peralte efectivo de la viga.
- Se revisará que la resistencia a flexión de la sección 1, con factor de resistencia unitario, sea al menos 1.3 veces el momento de diseño obtenido del análisis considerando las acciones permanentes, variables y accidentales.

En adición al refuerzo longitudinal principal, calculado de acuerdo con el párrafo anterior, la sección 1 se reforzará con al menos cuatro barras longitudinales dispuestas en dos lechos intermedios y que sean continuas a través del nudo (fig. 7.8). El área total del acero intermedio no será mayor que 0.35 veces el área del acero principal a tensión. Las barras intermedias deberán ser del menor diámetro posible y se deberán anclar dentro de la viga, a partir de la sección 1, en una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra calculada según

la sección 5.1.1. En ningún caso la longitud de anclaje de las barras intermedias dentro de la viga será menor que 1.5 veces el peralte efectivo de la sección.

Si es necesario, con objeto de aumentar la resistencia a flexión, se podrán adicionar barras en los lechos extremos de la sección 1 y con longitud igual a la del acero intermedio (fig. 7.8).

- c) La resistencia a flexión de la sección 2, con factor de resistencia unitario, deberá ser igual al momento de diseño calculado en el análisis en esa sección y para la misma combinación de carga que la usada en el inciso 7.5.2.b.

Para calcular la resistencia a flexión de esta sección no se considerarán las barras intermedias ni las barras adicionales (si existen), de la sección 1.

7.5.3 Resistencia mínima a flexión de columnas

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la ec. 7.8

$$\Sigma M_e \geq 1.2 \Sigma M_g \quad (7.8)$$

donde

ΣM_e suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno y con un esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.0f_y$, de las columnas que llegan a ese nudo; y

ΣM_g suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencia igual a uno y con un esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.0f_y$, de las vigas que llegan a ese nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo.

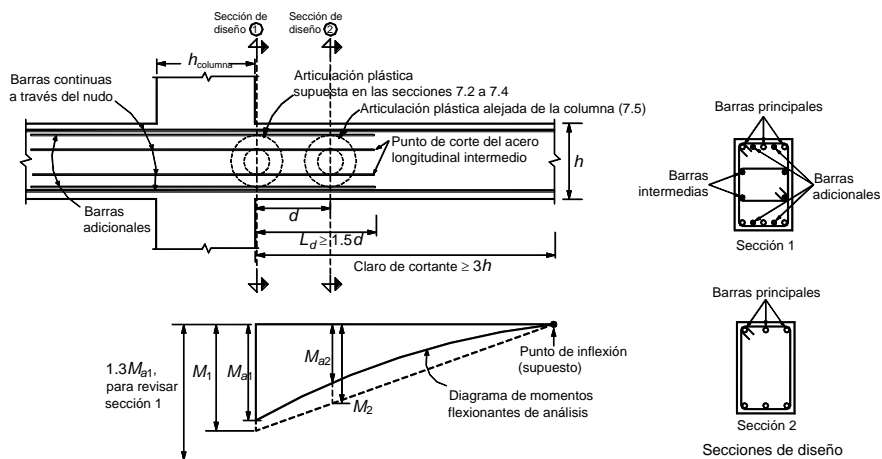


Figura 7.8 Marcos dúctiles con articulaciones plásticas alejadas de la cara de la columna.

No será necesario cumplir con la ec. 7.8 en los nudos de azotea.

7.5.4 Uniones viga–columna

Se aplicará lo señalado en las secciones 7.4.1 a 7.4.4 que no se vea modificado en esta sección.

Si la losa está colada monolíticamente con las vigas, se considerará que el refuerzo de la losa trabajando en tensión alojado en un ancho efectivo, contribuye a aumentar la demanda de fuerza cortante. En secciones T, este ancho del patín a tensión a cada lado del alma se podrá valorar como:

$$8t \frac{M_{a2}}{M_{a1}}$$

En secciones L, el ancho del patín a tensión al lado del alma se podrá valorar como:

$$6t \frac{M_{a2}}{M_{a1}}$$

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras de las vigas es igual a $1.0f_y$.

Si las barras de las vigas son continuas a través del nudo, su diámetro debe cumplir con

$$h_{(\text{columna})}/d_b (\text{barra de viga}) \geq 16$$

8. LOSAS PLANAS

8.1 Requisitos generales

Losas planas son aquéllas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes removibles, etc). También pueden ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios del espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 100 mm. Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

Las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos $2.5h$, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo, contarán con zonas macizas de por lo menos $2.5h$ adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas entre losa y muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 250 mm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 200 mm de ancho y el resto de ellas de al menos 100 mm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 50 mm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 10 kN (1 000 kg) en un área de 100×100 mm, actuando en la posición más desfavorable. En cada entre–eje de columnas y en cada dirección, debe haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de la sección 6.6, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano de las fuerzas de inercia generadas por el sismo a los elementos verticales resistentes.

8.2 Sistemas losa plana–columnas para resistir sismo

Si la altura de la estructura no excede de 20 m y, además, existen por lo menos tres crujías en cada dirección o hay trabes de borde, para el diseño por sismo podrá usarse $Q = 3$; también podrá aplicarse este valor cuando el sistema se combine con muros de concreto reforzado que cumplan con la sección 6.5.2, incluyendo la sección 6.5.2.4, y que, en cada entepiso, resistan no menos del 75 por ciento de la fuerza lateral. Cuando no se satisfagan

las condiciones anteriores, se usará $Q = 2$. Con relación a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el Cap. 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

En todos los casos se respetarán las disposiciones siguientes:

- a) Las columnas cumplirán con los requisitos de la sección 7.3 para columnas de marcos dúctiles, excepto en lo referente al dimensionamiento por flexocompresión, el cual sólo se realizará mediante el procedimiento optativo que se establece en la sección 7.3.2.2.
- b) Las uniones losa–columna cumplirán con los requisitos de la sección 7.4 para uniones viga–columna, con las salvedades que siguen:
 - 1) No es necesaria la revisión de la resistencia del nudo a fuerza cortante, sino bastará cumplir con el refuerzo transversal prescrito en la sección 7.4.2 para nudos confinados.
 - 2) Los requisitos de anclaje de la sección 7.4.5 se aplicarán al refuerzo de la losa que pase por el núcleo de una columna. Los diámetros de las barras de la losa y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h_{(\text{columna})}/d_b (\text{barra de losa}) \geq 20$$

$$h_{(\text{losa})}/d_b (\text{barra de columna}) \geq 15$$

- donde $h_{(\text{columna})}$ es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de losa consideradas.

8.3 Análisis

8.3.1 Consideraciones generales

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse dividiendo la estructura en marcos ortogonales y analizándolos con métodos reconocidos suponiendo comportamiento elástico. Cada marco estará formado por una fila de columnas y franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado.

Para valuar momentos de inercia de losas y columnas puede usarse la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo. Se tendrá en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de vigas equivalentes en losas aligeradas, y de columnas con capiteles o ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de vigas y aberturas.

Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

Se considerarán franjas de columnas y franjas centrales. Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

8.3.2 Análisis aproximado por carga vertical

8.3.2.1 Estructuras sin capiteles ni ábacos

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losas planas y columnas sin capiteles ni ábacos, puede efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para valuar su rigidez. Los requisitos que deben satisfacerse son:

- a) La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos;
- b) Todos los entrepisos tienen el mismo número de crujeías;

- c) El mayor claro en toda la estructura no excede al menor en más de un quinto de este último, ya sea que el menor sea paralelo o perpendicular al mayor;
- d) El espesor de la losa es aproximadamente igual al 5 por ciento del claro mayor del mayor tablero; y
- e) La carga viva por metro cuadrado es aproximadamente la misma en los distintos tableros de un piso.

8.3.2.2 Estructuras con capiteles y ábacos

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras destinadas a resistir sismo por sí solas (es decir, sin la ayuda de muros ni contravientos) que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen, formadas por losas planas y columnas con capiteles y ábacos, puede efectuarse dividiendo la estructura en marcos planos ortogonales limitados por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, y asignando a las columnas la totalidad del momento de inercia de la sección del fuste, y a las losas, su ancho completo.

Si se aplica el método de distribución de momentos de Cross, deben valuarse las rigideces angulares y factores de transporte de los miembros suponiendo que en las columnas la rigidez a flexión es infinita desde el arranque del capitel hasta la superficie de arriba de la losa, y en las vigas equivalentes, desde el eje de columna hasta el borde del capitel. Si se usa un programa de análisis de computadora que tome en cuenta las dimensiones de los nudos, bastará asignar como dimensión vertical del nudo la distancia desde el arranque del capitel hasta la cara superior de la losa, y como dimensión horizontal a cada lado del eje de columna, la distancia entre dicho eje y el borde del capitel.

Deben cumplirse los requisitos señalados en la sección 8.3.2.1, de los cuales en el 8.3.2.1.d se usará 3.5 por ciento en lugar de 5 por ciento. Además se cumplirán los siguientes:

- a) La estructura no excede de cuatro niveles;
- b) Si la estructura tiene tres o cuatro niveles, los momentos en las columnas de orilla del penúltimo entrepiso se incrementarán 25 por ciento sobre lo que suministre el análisis.
- c) Las columnas, ábacos y capiteles son rectangulares, sin que la dimensión mayor exceda a la menor en más de 20 por ciento de ésta. Las columnas y capiteles pueden ser también circulares, con ábacos cuadrados;
- d) Las columnas de orilla deben tener capiteles y ábacos completos, iguales a los interiores, y el borde de la losa debe coincidir con el del ábaco; y
- e) Las dimensiones de los ábacos deben cumplir con los requisitos que al respecto se establecen en la sección 8.11.

8.3.3 Análisis aproximado ante fuerzas laterales

8.3.3.1 Estructuras sin capiteles ni ábacos

Al formar los marcos equivalentes, se admitirá que el ancho de sus vigas es igual a $c_2 + 3h$, centrado con respecto al eje de columnas (c_2 es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección de análisis y h el espesor de la losa).

8.3.3.2 Estructuras con capiteles y ábacos

El análisis ante fuerzas horizontales de estructuras que deban resistir sismo por sí solas (esto es, sin la ayuda de muros o contravientos), que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen, formadas por losas planas y columnas con capiteles y ábacos, puede efectuarse dividiendo la estructura en marcos planos ortogonales equivalentes tributarios a los ejes de columnas. Las rigideces a flexión de las vigas equivalentes se valuarán con un ancho de losa, B_e , igual a $(0.19B_t - 0.12c_2)$, centrado con respecto al eje de columnas (B_t es el ancho total

entre líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado, y c_2 es la dimensión horizontal del capitel en su unión con el ábaco, normal a la dirección de análisis). En los análisis se supondrá que el momento de inercia de las vigas equivalentes es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta la superficie de arriba de la losa. Para esto, si se utiliza un programa que tome en cuenta las dimensiones de los nudos, bastará tomar como dimensión vertical del nudo la distancia desde el arranque del capitel hasta la cara superior de la losa y como dimensión horizontal a cada lado del eje de columna, la distancia entre dicho eje y el borde del capitel.

Se deben cumplir los requisitos de los incisos 8.3.2.1.a, 8.3.2.1.b, 8.3.2.1.c y 8.3.2.1.e, y los requisitos de los incisos 8.3.2.2.c, 8.3.2.2.d y 8.3.2.2.e. Además, se cumplirán los siguientes:

- a) La estructura no excede de cinco niveles;
- b) El espesor de la losa es aproximadamente igual a 3.5 por ciento del claro mayor del mayor tablero.

8.4 Transmisión de momento entre losa y columnas

Cuando por excentricidad de la carga vertical o por la acción de fuerzas laterales haya transmisión de momento entre losa y columna, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$1 - \alpha = \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}} \quad (8.1)$$

se transmite por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, centrado con el eje de columnas; el refuerzo de la losa necesario para este momento debe colocarse en el ancho mencionado respetando siempre la cuantía máxima de refuerzo. El resto del momento, esto es, la fracción α , se admitirá que se transmite por esfuerzos cortantes y torsiones según se prescribe en la sección 2.5.9.

8.5 Dimensionamiento del refuerzo para flexión

En estructuras sujetas a carga vertical y fuerzas laterales de sismo se admitirá proceder en la forma siguiente:

- a) Determínese el refuerzo necesario por carga vertical y distribúyase en las franjas de columna y centrales de acuerdo con lo señalado en la sección 8.8, excepto el necesario para momento negativo exterior en claros extremos, el cual se colocará como si fuera refuerzo por sismo. Al menos la mitad del refuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columnas quedará en un ancho $c_2 + 3h$ centrado con respecto al eje de columnas.
- b) Determínese el refuerzo necesario por sismo y colóquese en el mencionado ancho $c_2 + 3h$, de modo que al menos el 60 por ciento de él cruce el núcleo de la columna correspondiente.

El refuerzo necesario por sismo puede obtenerse a partir de la envolvente de momentos resistentes necesarios, M_u .

8.6 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo

Además de los requisitos de las secciones 8.4 y 8.5, el refuerzo cumplirá con lo siguiente:

- a) Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columna debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.
- b) Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.
- c) En las franjas de columna debe existir refuerzo positivo continuo en todo el claro en cantidad no menor que la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro considerado.

- d) Toda nervadura de losas aligeradas llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en el lecho superior.
- e) Todo el refuerzo cumplirá con los requisitos de anclaje de la sección 5.1 que sean aplicables.
- f) Se respetarán las disposiciones sobre refuerzo mínimo por flexión y por cambios volumétricos de las secciones 2.2.1 y 5.7, respectivamente. Asimismo, las relativas a refuerzo máximo por flexión de la sección 2.2.2.

8.7 Secciones críticas para momento

La sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia $c/2$ del eje de columnas correspondientes. Aquí, c es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto, con vértice de 90 grados, que pueda inscribirse en el capitel.

En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o el ábaco. Si hay capiteles, se tomará la intersección con el arranque del capitel.

8.8 Distribución de los momentos en las franjas

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

Tabla 8.1 Distribución de momentos en franjas de losas planas

	Franjas de columna	Franjas centrales
Momentos positivos ¹	60	40
Momentos negativos	75	25

- ¹ Si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo.

8.9 Efecto de la fuerza cortante

Se aplicarán las disposiciones de la sección 2.5.9 con especial atención a la transmisión correcta del momento entre columnas y losa, y a la presencia de aberturas cercanas a las columnas. Se tendrá en cuenta el refuerzo mínimo de estribos que allí se prescribe.

Se deberá colocar refuerzo de integridad estructural que cruce el núcleo de la columna correspondiente.

Este refuerzo consistirá al menos de dos barras del lecho inferior en la franja de columna de cada dirección que sean continuas, traslapadas o ancladas en el apoyo, y que en todos los casos sean capaces de fluir en las caras de la columna. En conexiones interiores, el área del refuerzo de integridad estructural, en mm² (cm²), en cada dirección principal será al menos igual a

$$A_{sm} = \frac{550 w_u l_1 l_2}{f_y} \quad (8.2)$$

$$\left(A_{sm} = \frac{0.55 w_u l_1 l_2}{f_y} \right)$$

donde w_u es la carga de diseño de la losa, en kN/m² (kg/m²), pero no menor que dos veces la carga muerta de servicio de la losa, l_1 y l_2 son los claros centro a centro en cada dirección principal, en m. Para conexiones de borde, el área A_{sm} calculada con la expresión 8.2 se puede reducir a dos tercios y, para conexiones de esquina, a la mitad. Se deberá usar el mayor valor de A_{sm} cuando los valores calculados en una misma dirección difieran para claros adyacentes. En el área de refuerzo de integridad estructural se incluirán las barras de lecho inferior que por otros requisitos crucen el núcleo de la columna.

8.10 Peraltes mínimos

Puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es menor que

$$k L (1 - 2c/3L) \quad (8.3)$$

donde L es el claro mayor y k un coeficiente que se determina como sigue:

a) Concreto clase 1

Losas con ábacos que cumplan con los requisitos de la sección 8.11.

$$k = 0.0034 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.020 \quad (8.4)$$

$$\left(k = 0.0006 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.020 \right)$$

Losas sin ábacos

$$k = 0.0043 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025 \quad (8.5)$$

$$\left(k = 0.00075 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025 \right)$$

b) Concreto clase 2

El valor de k que resulte con los criterios del inciso 8.10.a se multiplicará por 1.5.

En las expresiones anteriores f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en MPa (puede suponerse igual a $0.6f_y$), w es la carga en condiciones de servicio, en kN/m², y c la dimensión de la columna o capitel paralela a L (usar f_s y w en kg/cm² y kg/m², respectivamente).

Los valores obtenidos con la ec. 8.3 deben aumentarse 20 por ciento en tableros exteriores y 20 por ciento en losas aligeradas.

Cuando se use concreto clase 1, en ningún caso el espesor de la losa, h , será menor de 100 mm, si existe ábaco, o menor de 130 mm si no existe; cuando se use clase 2 estos valores se multiplicarán por 1.5.

8.11 Dimensiones de los ábacos

Las dimensiones de cada ábaco en planta no serán menores que un tercio del claro en la dirección considerada. El peralte efectivo del ábaco no será menor que 1.3 por el peralte efectivo del resto de la losa, pero no se supondrá mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de dimensionamiento.

8.12 Aberturas

Se admiten aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera la abertura.

En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

Deben cumplirse los requisitos para fuerza cortante de la sección 2.5.9 y se revisará que no se exceda la cuantía máxima de acero de tensión de la sección 2.2.2, calculada con el ancho que resulte descontando las aberturas.

9. CONCRETO PRESFORZADO

9.1 Introducción

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este capítulo serán aplicables al concreto presforzado y parcialmente presforzado. En la fabricación de elementos presforzados y parcialmente presforzados, se usará concreto clase I (véase la sección 1.5.1). Se permitirá el uso de tendones de presfuerzo no adheridos sólo en losas que cumplan con los requisitos de la sección 9.7.

En elementos de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio. Se deberán tomar en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

9.1.1 Definición de elementos de acero para presfuerzo

Para fines de las presentes Normas se considerarán los siguientes elementos de acero para presfuerzo:

Alambre

Refuerzo de acero de presfuerzo que cumple con los requisitos indicados en la sección 1.5.2 y que, por lo general, se suministra en forma de rollos.

Barra

Refuerzo de acero que puede ser de presfuerzo, que cumple con las normas NMX-B-293 o NMX-B-292 y que comúnmente se suministra en tramos rectos.

Torón

Grupo de alambres torcidos en forma de hélice alrededor de un alambre recto longitudinal.

Cable

Elemento formado por varios alambres o torones.

Tendón

Elemento utilizado para transmitir presfuerzo, que puede estar formado por alambres, barras o torones individuales o por grupos de éstos.

9.2 Presfuerzo parcial y presfuerzo total

Se podrá suponer que una sección tiene presfuerzo total, si su índice de presfuerzo, I_p , está comprendido entre 0.9 y 1.0, incluyendo los valores extremos. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.9 pero mayor o igual que 0.6, se podrá suponer que la sección tiene presfuerzo parcial. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.6, se podrá suponer que la sección no tiene presfuerzo.

El índice de presfuerzo se define como la relación siguiente:

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rr} + M_{Rp}} \quad (9.1)$$

donde M_{Rp} y M_{Rr} son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero ordinario, respectivamente.

Por sencillez, el índice de presfuerzo podrá valuarse con la expresión siguiente:

$$I_p = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} \quad (9.2)$$

donde

A_{sp} área de acero presforzado;

A_s área de acero ordinario a tensión;

f_{sp} esfuerzo en el acero presforzado cuando se alcanza la resistencia a flexión del miembro; y

f_y esfuerzo de fluencia del acero ordinario.

9.3 Estados límite de falla

Se revisarán los estados límite de flexión, flexocompresión, fuerza cortante, torsión, pandeo y, cuando sean significativos, los efectos de la fatiga.

9.3.1 Flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de elementos presforzados y parcialmente presforzados se calculará con base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis generales enunciadas en la sección 2.1, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo.

9.3.1.1 Esfuerzo en el acero de presfuerzo en elementos a flexión

En elementos total y parcialmente presforzados, el esfuerzo en el acero de presfuerzo f_{sp} , cuando se alcanza la resistencia, deberá valuarse como dice el párrafo anterior, es decir, a partir del equilibrio y las hipótesis generales. Sin embargo, cuando la resistencia del concreto, f_c' , no es mayor que 35 MPa (350 kg/cm²), y el presfuerzo efectivo, f_{se} , no es menor que la mitad del esfuerzo resistente, f_{sr} , del acero de presfuerzo, el esfuerzo f_{sp} puede calcularse con las expresiones siguientes:

Secciones con presfuerzo total:

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(p_p \frac{f_{sr}}{f_c''} - q' \right) \right] \quad (9.3)$$

Secciones con presfuerzo parcial:

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(p_p \frac{f_{sr}}{f_c''} + q - q' \right) \right] \quad (9.4)$$

Las cantidades

$$p_p \frac{f_{sr}}{f_c''} - q' \quad \text{y} \quad p_p \frac{f_{sr}}{f_c''} + q - q'$$

no se tomarán menores que 0.17.

En las expresiones anteriores:

p_p cuantía de acero presforzado (A_{sp}/bd_p);

d_p distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero presforzado;

$$q = \frac{p f_y}{f_c''}$$

$$q' = \frac{p' f_y}{f_c''}$$

$$p = \frac{A_s}{b d}$$

$$p' = \frac{A_s'}{b d}$$

b ancho de la sección; en secciones I o T, ancho del patín comprimido por efecto de las cargas.

9.3.1.2 Refuerzo mínimo en elementos a flexión

El acero a tensión, presforzado y ordinario, en secciones con presfuerzo total, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de diseño de la sección sea igual a 1.2 veces su momento flexionante de agrietamiento.

En secciones con presfuerzo parcial, el acero a tensión, presforzado y ordinario, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de diseño de la sección sea igual a $(1.5 - 0.3I_p)$ veces su momento flexionante de agrietamiento.

Para evaluar los momentos resistentes y de agrietamiento se tomará en cuenta el efecto del presfuerzo; los momentos de agrietamiento se calcularán con la resistencia media a tensión por flexión no reducida, $\overline{f_f}$, definida en la sección 1.5.1.3.

9.3.1.3 Refuerzo máximo en elementos a flexión

Las cantidades de acero de presfuerzo y de acero ordinario que se utilicen en la zona de tensión y en la de compresión serán tales que se cumpla la siguiente condición:

$$\varepsilon_{sp} \geq \frac{\varepsilon_{yp}}{0.75}$$

donde ε_{sp} es la deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento resistente de la sección y ε_{yp} es la deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo. La deformación ε_{sp} debe incluir la deformación debida al presfuerzo efectivo. El valor de ε_{yp} se obtendrá del fabricante del acero de presfuerzo; si no se tienen datos puede suponerse igual a 0.01.

9.3.1.4 Secciones T sujetas a flexión

Para determinar el ancho efectivo del patín de secciones T presforzadas que forman parte integral de un piso monolítico, se aplicará el criterio dado en la sección 2.2.3 para vigas reforzadas.

En vigas T presforzadas aisladas regirá el mismo criterio, a menos que se compruebe experimentalmente la posibilidad de tomar anchos efectivos mayores.

9.3.1.5 Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

Este refuerzo debe cumplir con los requisitos de la sección 6.2.3, aplicados con base en el acero longitudinal ordinario que tenga el miembro. También cumplirá con la sección 9.3.2.

9.3.2 Fuerza cortante

Para tomar en cuenta los efectos de la fuerza cortante en elementos total o parcialmente presforzados, se aplicarán las disposiciones de las secciones 2.5.1 y 2.5.3.

9.3.3 Pandeo debido al presfuerzo

En todo diseño debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre puntos en que estén en contacto el concreto y el acero de presfuerzo. También se tendrá en cuenta el pandeo de patines y almas delgadas.

9.3.4 Torsión

Los efectos de torsión en elementos de concreto parcial y totalmente presforzados se tomarán en cuenta mediante las disposiciones establecidas en la sección 2.6.

9.4 Estados límite de servicio

Las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que pueden ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder a los valores que en cada caso se consideren aceptables. Cuando sea significativo, se revisarán los efectos de la fatiga.

Debe realizarse un estudio cuidadoso del agrietamiento y deflexiones en elementos parcialmente presforzados.

9.4.1 Elementos con presfuerzo total

En elementos con presfuerzo total, una forma indirecta de lograr que el agrietamiento no sea excesivo y limitar las pérdidas por flujo plástico es obligar a que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites. Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos bajo condiciones de servicio, se usará la teoría elástica del concreto y la sección transformada. En estas operaciones no se emplean secciones reducidas, esfuerzos reducidos ni factores de resistencia.

Si se opta por limitar los esfuerzos, se considerarán los valores siguientes:

9.4.1.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

a) Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y por flujo plástico del concreto indicadas en la sección 9.5:

- 1) Compresión:

$$0.60f_{ci}'$$

- 2) Tensión en miembros sin refuerzo en la zona de tensión, excepto lo indicado en el inciso 9.4.1.1.a.3:

$$0.25\sqrt{f_{ci}'} \quad ; \text{ en MPa}$$

$$\left(\begin{array}{l} 0.8\sqrt{f_{ci}'} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

- 3) Tensión en los extremos de miembros simplemente apoyados

$$0.5\sqrt{f_{ci}'}$$

$$\left(\begin{array}{l} 1.6\sqrt{f_{ci}'} \end{array} \right)$$

Cuando el esfuerzo de tensión calculado exceda de estos valores, se suministrará refuerzo ordinario para que resista la fuerza total de tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

En las expresiones anteriores, f_{ci}' , es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. Esta tiene lugar en concreto pretensado cuando se cortan los tendones o se disipa la presión en el gato, o, en postensado, cuando se anclan los tendones.

b) Esfuerzos bajo cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de presfuerzo).

- 1) Compresión:

$$0.45f_c'$$

- 2) Tensión:

$$\begin{pmatrix} 0.5\sqrt{f_c'} ; \text{ en MPa} \\ 1.6\sqrt{f_c'} ; \text{ en kg/cm}^2 \end{pmatrix}$$

Estos valores pueden excederse con tal que se justifique que el comportamiento estructural del elemento será adecuado, pero sin que el esfuerzo de tensión llegue a ser mayor que

$$\begin{pmatrix} \sqrt{f_c'} ; \text{ en MPa} \\ 3.2\sqrt{f_c'} ; \text{ en kg/cm}^2 \end{pmatrix}$$

Si el esfuerzo calculado de tensión resulta mayor que

$$\begin{pmatrix} \sqrt{f_c'} \\ 3.2\sqrt{f_c'} \end{pmatrix}$$

puede usarse acero ordinario y tratar el elemento como parcialmente presforzado, si así lo dice su índice de presfuerzo. Deberá cumplirse con los requisitos de deflexiones indicados en las secciones 9.4.1.3.

Cuando la estructura va a estar sujeta a ambiente corrosivo, no deberá haber tensiones en el concreto en condiciones de servicio.

9.4.1.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

- a) Debidos a la fuerza aplicada por el gato

$$0.94f_{yp}$$

pero no deberá exceder de $0.8f_{sr}$

- b) Inmediatamente después de la transferencia

$$0.82f_{yp}$$

pero no será mayor que $0.74f_{sr}$

- c) En cables de postensado, anclajes y acoplamientos, inmediatamente después del anclaje de los tendones

$$0.70f_{sr}$$

En estas expresiones, f_{sr} es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

9.4.1.3 Deflexiones

Las deflexiones inmediatas en elementos totalmente presforzados se calcularán con los métodos usuales para determinar deflexiones elásticas; en los cálculos se puede usar el momento de inercia de la sección total cuando no se encuentre agrietada.

Las deflexiones diferidas deben calcularse tomando en cuenta los efectos de las pérdidas en la fuerza de presfuerzo debidas a contracción y a flujo plástico del concreto, y de relajación del acero indicadas en la sección 9.5.

9.4.2 Elementos con presfuerzo parcial

En elementos parcialmente presforzados se recomienda que la magnitud del momento de descompresión sea cuando menos igual al que produce la carga muerta más la carga viva media estipulada en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. El momento de descompresión es aquél que produce esfuerzos nulos en la fibra extrema en tensión al sumar sus efectos a los del presfuerzo.

9.4.2.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

a) Los esfuerzos permisibles de compresión y tensión inmediatamente después de la transferencia, y antes que ocurran las pérdidas debidas a contracción y a flujo plástico del concreto, serán los estipulados en el inciso 9.4.1.1.a para concretos totalmente presforzados.

b) Esfuerzos bajo cargas de servicio

Serán los indicados en el inciso 9.4.1.1.b para elementos de concreto con presfuerzo total.

9.4.2.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Serán los mismos que para elementos totalmente presforzados, indicados en la sección 9.4.1.2.

9.4.2.3 Deflexiones

Las deflexiones en elementos parcialmente presforzados deberán calcularse considerando todas las etapas de carga, y la condición de agrietamiento en cada etapa. Se calcularán con los métodos usuales.

9.4.2.4 Agrietamiento

El criterio siguiente se aplica a elementos de concreto parcialmente presforzado que no deban ser impermeables y que no estén expuestos a un ambiente corrosivo.

El agrietamiento siempre deberá ser controlado por acero de refuerzo ordinario, despreciando la posible contribución del acero de presfuerzo, por lo que deberá cumplirse con las disposiciones para agrietamiento de elementos no presforzados indicadas en la sección 3.3.

9.5 Pérdidas de presfuerzo

Para valuar el presfuerzo efectivo se tomarán en cuenta las pérdidas debidas a las siguientes causas:

a) Pérdidas inmediatas

- 1) Acortamiento elástico del concreto;
- 2) Desviación de los tendones;
- 3) Fricción, sólo en elementos postensados, en el acero presforzado, debida a curvatura intencional o accidental; y
- 4) Deslizamiento de los anclajes.

b) Pérdidas diferidas

- 1) Flujo plástico del concreto;

- 2) Contracción del concreto; y
- 3) Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

9.5.1 Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados

Si los elementos pretensados, con presfuerzo total o parcial, van a ser construidos en plantas de fabricación establecidas, y dichas plantas cuentan con estudios estadísticos de pérdidas de presfuerzo, se puede suponer una pérdida total global de presfuerzo, considerada como un porcentaje, basándose en dichos estudios estadísticos. En caso contrario la pérdida total de presfuerzo será la suma de las pérdidas debidas a lo siguiente:

- Acortamiento elástico del concreto;
- Deslizamiento de los anclajes;
- Desviación de los tendones;
- Flujo plástico del concreto;
- Contracción del concreto; y
- Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

9.5.2 Pérdidas de presfuerzo en elementos postensados

La pérdida total de presfuerzo, en elementos postensados con presfuerzo total o parcial será la suma de las pérdidas debidas a lo siguiente:

- Acortamiento elástico del concreto;
- Fricción en el acero de presfuerzo debida a curvatura accidental o intencional;
- Deslizamiento de los anclajes;
- Flujo plástico del concreto;
- Contracción del concreto; y
- Relajación del esfuerzo en el acero de presfuerzo.

9.5.3 Criterios de valuación de las pérdidas de presfuerzo

En función del tipo de estructura, modalidades del presfuerzo y grado de precisión requerido, se utilizará alguno de los tres métodos de estimación de pérdidas indicados en la tabla 9.1.

Tabla 9.1 Métodos de estimación de pérdidas de presfuerzo

Métodos para estimar las pérdidas de la fuerza de presfuerzo	Descripción
A Estimación global	Las pérdidas de presfuerzo se definen como un porcentaje de la fuerza aplicada por el gato.
B Estimación individual	Las pérdidas de presfuerzo se valúan de manera

		individual mediante fórmulas. Las contribuciones de cada una de ellas se suman para obtener la pérdida total.
C	Estimaciones por el método de los intervalos	Las pérdidas inmediatas se calculan con el método de estimación individual. Las estimaciones de las pérdidas de presfuerzo diferidas se efectúan estableciendo como mínimo cuatro intervalos de tiempo, que toman en cuenta la edad del concreto en la cual ocurre la pérdida

El método de estimación global se usará únicamente en caso de no tener información para evaluar las pérdidas de presfuerzo. En elementos pretensados se puede suponer que la suma de las pérdidas varía entre 20 y 25 por ciento de la fuerza aplicada por el gato. En postensados, la suma de las pérdidas, sin incluir las de fricción, se puede suponer que varía entre 15 y 20 por ciento de la fuerza aplicada por el gato.

Se tomará el porcentaje de pérdidas que proporcione las condiciones más desfavorables en los elementos tanto pretensados como postensados.

En la tabla 9.2 se presenta el criterio de selección del método de valuación de pérdidas para edificios convencionales descrito en la tabla 9.1.

Las pérdidas por fricción en acero postensado se basarán en coeficientes de fricción por desviación accidental y por curvatura, determinados experimentalmente.

Tabla 9.2 Criterios para seleccionar el método de valuación de pérdidas

Pretensado		Postensado	
Estimación preliminar	Estimación definitiva	Estimación preliminar	Estimación definitiva
A	B	A	C

Al respecto, la ecuación que sigue proporciona, en función de los coeficientes mencionados, el valor de la fuerza, P_0 , que es necesaria aplicar en el gato para producir una tensión determinada, P_x , en un punto x del tendón

$$P_0 = P_x e^{KL + \eta\mu} \quad (9.5)$$

Cuando $(KL + \eta\mu)$ no sea mayor que 0.3, el efecto de la pérdida por fricción puede calcularse con la expresión

$$P_0 = P_x (1 + KL + \eta\mu) \quad (9.6)$$

donde

- K coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón, en m^{-1} ;
- L longitud de tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x , en m;
- μ coeficiente de fricción por curvatura;
- η cambio angular total en el perfil del tendón, desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto x , en radianes; y
- e base de los logaritmos naturales.

Para el diseño preliminar de elementos y en casos en los que no se cuente con información del fabricante, se podrán emplear los valores de K y μ de la tabla 9.3.

Tabla 9.3 Coeficientes de fricción para tendones postensados

Cables dentro de una camisa metálica inyectada con lechada, formados por	Coeficiente K, por metro de longitud	Coeficiente de curvatura, μ
Alambres	0.003 a 0.005	0.15 a 0.25
Barras de alta resistencia	0.0003 a 0.002	0.08 a 0.30
Torones de siete alambres	0.0015 a 0.0065	0.15 a 0.25

9.5.4 Indicaciones en planos

Deberán indicarse en los planos estructurales las pérdidas de presfuerzo consideradas en el diseño, y no deberán excederse dichas pérdidas en la planta de fabricación ni en la obra.

Además, para elementos postensados, deben indicarse en los planos estructurales los valores de los coeficientes de fricción por curvatura, μ , y por desviación accidental, K, usados en el diseño, los intervalos aceptables para las fuerzas producidas por el gato en los cables, el deslizamiento esperado en los anclajes y el diagrama de tensado.

9.6 Requisitos complementarios

9.6.1 Zonas de anclaje

En vigas con tendones postensados deben utilizarse bloques extremos a fin de distribuir las fuerzas concentradas de presfuerzo en el anclaje.

En vigas pretensadas se puede prescindir de los bloques extremos.

Los bloques extremos deben tener suficiente espacio para permitir la colocación del acero de presfuerzo y para alojar los dispositivos de anclaje.

9.6.1.1 Geometría

Preferentemente los bloques extremos deben ser tan anchos como el patín más estrecho de la viga, y tener una longitud mínima igual a tres cuartas partes del peralte de la viga, pero no menos de 600 mm.

9.6.1.2 Refuerzo

Para resistir el esfuerzo de ruptura debe colocarse en los miembros postensados una parrilla transversal formada por barras verticales y horizontales con la separación y cantidad recomendada por el fabricante del anclaje, o algún refuerzo equivalente.

Cuando las recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la parrilla debe constar, como mínimo, de barras de 9.5 mm de diámetro (número 3), colocadas cada 80 mm, centro a centro, en cada dirección.

La parrilla se colocará a no más de 40 mm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje.

En las zonas de transferencia de vigas pretensadas debe colocarse refuerzo transversal en forma y cantidad tales que evite la aparición de grietas de más de 0.1 mm de ancho paralelas a los tendones.

9.6.1.3 Esfuerzos permisibles de aplastamiento en el concreto de elementos postensados para edificios

El esfuerzo de aplastamiento permisible, f_b , en el concreto bajo la acción de la placa de anclaje de los cables de postensado se puede calcular con las expresiones siguientes, si la zona de anclaje cumple con las secciones 9.6.1.1 y 9.6.1.2:

a) Inmediatamente después del anclaje del cable

$$f_b = 0.8 f_{ci}' \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 0.2 \leq 1.25 f_{ci}' \quad (9.7)$$

b) Después que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo

$$f_b = 0.6 f_c' \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_c' \quad (9.8)$$

donde

A_1 área de aplastamiento de la placa de anclaje de los cables de postensado; y

A_2 área de la figura de mayor tamaño, semejante a A_1 y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie de anclaje.

9.6.2 Longitud de desarrollo y de transferencia del acero de presfuerzo

a) Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, más allá de la sección crítica, en una longitud no menor que

$$\left(\begin{array}{l} 0.14 (f_{sp} - 0.67f_{se}) d_b \\ 0.014 (f_{sp} - 0.67f_{se}) d_b \end{array} \right)$$

para alambres lisos de presfuerzo dicha longitud no será menor que

$$\left(\begin{array}{l} 0.27 (f_{sp} - 0.67f_{se}) d_b \\ 0.028 (f_{sp} - 0.67f_{se}) d_b \end{array} \right)$$

Esta revisión puede limitarse a las secciones más próximas a las zonas de transferencia del miembro, y en las cuales sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño.

Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio existan esfuerzos de tensión por flexión en el concreto en la zona precomprimida, se debe duplicar la longitud de desarrollo del torón dada por la fórmula anterior.

b) La longitud de transferencia de alambres lisos de presfuerzo se supondrá de 100 diámetros. En torones será de 50 diámetros.

9.6.3 Anclajes y acopladores para postensado

Los anclajes para tendones adheridos deben desarrollar, por lo menos, el 90 por ciento de la resistencia máxima de los tendones cuando se prueben bajo condición de no adherencia, sin que se excedan los corrimientos previstos. Sin embargo, dichos anclajes deben ser capaces de desarrollar la resistencia máxima especificada de los tendones una vez producida la adherencia.

Los acopladores deben colocarse en zonas aprobadas por el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Perito Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, y en ductos lo suficientemente amplios para permitir los movimientos necesarios.

Los dispositivos de anclaje en los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

9.6.4 Revisión de los extremos con continuidad

En extremos de elementos presforzados que posean cierto grado de continuidad, se debe considerar el efecto de la fuerza de presfuerzo en la zona de compresión revisando que la deformación unitaria máxima no exceda 0.003.

9.6.5 Recubrimiento en elementos de concreto presforzado

9.6.5.1 Elementos que no están en contacto con el terreno

El recubrimiento de alambres, varillas, torones, tendones, cables, ductos y conexiones, para elementos de concreto presforzado que no están en contacto con el terreno, no será menor que su diámetro, d_b , ni menor que lo indicado en la tabla 9.4.

Tabla 9.4 Recubrimiento en elementos de concreto presforzado que no están en contacto con el terreno

Tipo de elemento	Recubrimiento mínimo, mm
Columnas y trabes	20
Cascarones, losas y otro tipo de elementos	15

9.6.5.2 Elementos de concreto presforzado en contacto con el terreno

Para elementos presforzados que estén en contacto con el terreno y permanentemente expuestos a él deberá utilizarse un recubrimiento de 40 mm si no se utiliza plantilla, y de 20 mm si se tiene plantilla.

9.6.5.3 Elementos de concreto presforzado expuestos a agentes agresivos

En elementos de concreto presforzado expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc.), el recubrimiento del acero de presfuerzo será el mayor entre lo aquí dispuesto y lo establecido en la sección 4.9.

9.6.5.4 Barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado

El recubrimiento de las barras de acero ordinario que se incluyan en elementos de concreto presforzado deberá cumplir con las disposiciones de la sección 4.9.

9.6.6 Separación entre elementos de acero para presfuerzo

9.6.6.1 Separación libre horizontal entre alambres y entre torones

La separación libre horizontal, S_{Lh} , entre elementos de acero para presfuerzo, será como se indica en la tabla 9.5.

9.6.6.2 Separación libre horizontal entre ductos de postensado

La separación libre horizontal entre ductos de postensado, S_{Lh} , será como se indica en la tabla 9.5.

Se permite formar paquetes de ductos siempre y cuando se demuestre que el concreto puede colarse satisfactoriamente y se garantice que los tendones no se romperán al tensarse. Sin embargo, cuando se tengan dos o más lechos horizontales de ductos no se permitirá formar paquetes en el sentido vertical (ver figura 9.1).

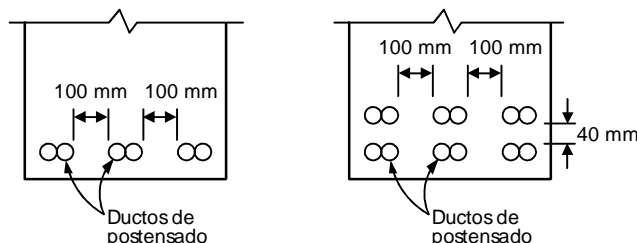


Figura 9.1 Separaciones libres mínimas entre paquetes de ductos de postensado

Cuando se tengan paquetes de ductos, la separación libre horizontal, S_{Lh} , entre cada paquete y en toda la longitud del paquete no será menor que la indicada en la tabla 9.5.

9.6.6.3 Separación libre vertical entre alambres y entre torones

La separación libre vertical, S_{Lv} , entre alambres y entre torones no será menor que la indicada en la tabla 9.5. En la zona central del claro se permite una separación vertical menor y la formación de paquetes en el sentido vertical.

9.6.6.4 Separación libre vertical entre ductos de postensado

La separación libre vertical, S_{Lv} , entre ductos de postensado y entre paquetes de ductos será la indicada en la tabla 9.5.

Tabla 9.5 Separación libre entre elementos de acero para presfuerzo

Tipo de elemento de presfuerzo	Separación libre horizontal, S_{Lh}	Separación libre vertical, S_{Lv}
Alambres	$S_{Lh} \geq 4 d_b$ y $S_{Lh} \geq 1.5 tma^1$	$S_{Lv} \geq 1.25 tma$
Torones	$S_{Lh} \geq 3 d_b$ y $S_{Lh} \geq 1.5 tma^1$	$S_{Lv} \geq 1.25 tma$
Ductos individuales	$S_{Lh} \geq 40$ mm y $S_{Lh} \geq 1.5 tma$	$S_{Lv} \geq 40$ mm
Paquetes de ductos	$S_{Lh} \geq 100$ mm	$S_{Lv} \geq 40$ mm

- ¹ tma: Tamaño máximo del agregado

9.6.6.5 Separación libre vertical y horizontal entre barras de acero ordinario en elementos de concreto presforzado

Las separaciones libres deberán cumplir con las disposiciones de las secciones 4.9, 5.3 y 5.4.

9.6.7 Protección contra corrosión

Los tendones no adheridos deberán estar recubiertos completamente con un material adecuado que asegure su protección contra la corrosión. El material de recubrimiento deberá ser continuo en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje y los dispositivos auxiliares deberán protegerse permanentemente contra la corrosión mediante dispositivos probados o materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos, éstos deberán estar libres de elementos corrosivos.

9.6.8 Resistencia al fuego

Deberá cumplirse con los recubrimientos especificados en la sección 9.6.5.

9.6.9 Ductos para postensado

Los ductos para tendones que se inyectarán con lechada deben ser herméticos a ella y no deberán reaccionar con los tendones, con el concreto ni con la lechada de relleno.

Los ductos para tendones o para alambres individuales que se vayan a inyectar con lechada deberán tener un diámetro interior por lo menos 10 mm mayor que el diámetro del tendón o alambre, d_b . Los ductos para grupos de alambres o tendones deberán tener un área transversal interna no menor que dos veces el área transversal neta de los alambres o tendones.

9.6.10 Lechada para tendones de presfuerzo

La lechada deberá estar constituida por cemento y agua, o por cemento, arena y agua. El cemento, el agua y la arena deberán cumplir con las disposiciones de la sección 1.5. Así mismo, deberá cumplirse con lo especificado en la sección 14.4.1.

9.7 Losas postensadas con tendones no adheridos

9.7.1 Requisitos generales

9.7.1.1 Definiciones

Un sistema de losas de concreto postensadas con presfuerzo no adherido consta de tendones no adheridos, anclajes y refuerzo adicional ordinario a base de barras corrugadas de acero. Los tendones no adheridos son alambres o torones de acero cubiertos por grasa lubricante y resistente a la corrosión y forrados por una funda plástica. Los anclajes, fijos y de tensado, están compuestos por una placa de acero dúctil, por dispositivos que sujetan al tendón y transmiten la tensión a la placa de acero y por acero de confinamiento en la zona adyacente a la placa. El refuerzo adicional a base de barras corrugadas tiene la función de resistir el cortante y momento en conexiones losa–columna, controlar el agrietamiento causado por las restricciones al acortamiento axial y a los cambios volumétricos del concreto, así como de incrementar la redundancia de la estructura, en particular ante cargas imprevistas.

9.7.1.2 Losas planas apoyadas en columnas

Si se emplean losas planas apoyadas sobre columnas, la estructura deberá tener un sistema primario reforzado con barras corrugadas capaz de resistir el sismo sin contar con la contribución de la losa más que en su acción como diafragma para resistir cargas en su plano. El análisis sísmico se hará con los criterios de la sección 9.7.3. Se deberá considerar el efecto en la estructura de los momentos debidos al presfuerzo de la losa, tanto por el acortamiento elástico como por las deformaciones a largo plazo del concreto. En el diseño de la estructura se prestará atención a evitar que se alcance algún estado límite de falla frágil. Para losas planas, la relación claro mayor–espesor no deberá exceder de 40.

9.7.1.3 Losas apoyadas en vigas

Si se emplean losas apoyadas en vigas se deberá satisfacer los requisitos aplicables de la sección 9.7.

Para losas apoyadas en vigas, la relación claro mayor–espesor no deberá exceder de 50.

9.7.1.4 Factores de reducción

Los factores de reducción para losas postensadas con tendones no adheridos, F_R serán:

- a) $F_R = 0.8$ para flexión.
- b) $F_R = 0.8$ para cortante y torsión.
- c) $F_R = 0.7$ para aplastamiento del concreto.
- d) $F_R = 0.7$ para diseño de las zonas de anclaje.

9.7.2 Estados límite de falla

9.7.2.1 Flexión

a) Análisis

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elástico. Ante cargas laterales se adoptarán las hipótesis señaladas en la sección 8.3.3. Para valuar los momentos se deberá considerar la secuencia de construcción. Los momentos de diseño serán la suma de los momentos producidos por el acortamiento de la losa debido al presfuerzo, incluyendo pérdidas (con factor de carga unitario) y los debidos a cargas de diseño.

b) Esfuerzos normales máximo y mínimo

El esfuerzo normal promedio debido al presfuerzo deberá ser mayor o igual que 0.9 MPa (9 kg/cm²) e inferior a 3.5 MPa (35 kg/cm²).

c) Esfuerzo en el acero de presfuerzo

Se deberá calcular a partir del equilibrio y de las hipótesis generales enunciadas en la sección 2.1, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo. Sin embargo, cuando el presfuerzo efectivo, f_{se} , no es menor que la mitad del esfuerzo resistente, f_{sr} , del acero de presfuerzo, el esfuerzo en el acero de presfuerzo cuando se alcanza la resistencia a flexión f_{sp} , puede calcularse como

$$f_{sp} = f_{se} + 70 + \frac{f_c'}{10 p_p} \quad (9.9)$$

$$\left(f_{sp} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{100 p_p} \right)$$

para losas con relaciones claro–espesor menores que 35, donde f_{sp} deberá ser menor que f_{yp} y que $f_{sr} + 412$, en MPa, ($f_{sr} + 4\ 200$ en kg/cm²) o bien

$$f_{sp} = f_{se} + 70 + \frac{f_c'}{30 p_p} \quad (9.10)$$

$$\left(f_{sp} = f_{se} + 700 + \frac{f_c'}{300 p_p} \right)$$

para losas con relaciones claro–espesor mayores o iguales a 35, donde f_{sp} deberá ser menor que f_{yp} y que $f_{sr} + 210$, en MPa ($f_{sr} + 2\ 100$, en kg/cm²).

d) Refuerzo mínimo

La cuantía de acero a tensión, presforzado y sin presforzar, será por lo menos la necesaria para que el momento resistente de la sección sea igual a 1.2 veces su momento de agrietamiento. Los momentos de agrietamiento se calcularán con la resistencia media a tensión por flexión no reducida, $\overline{f_f}$, establecida en la sección 1.5.1.3.

e) Pérdidas de presfuerzo

Se revisarán las debidas a las causas descritas en la sección 9.5.

En las primeras dos losas por encima de la cimentación no presforzada y en la losa de azotea, se deberá valorar el efecto de restricciones estructurales sobre la pérdida de precompresión del presfuerzo considerando varios posibles anchos efectivos de losa.

f) Geometría de los tendones

La configuración de los tendones deberá ser consistente con la distribución de los momentos obtenida por el método de análisis elegido.

El radio de curvatura de los tendones no deberá ser menor de 2.4 m. La separación entre alambres, torones o bandas de torones en una dirección no deberá ser mayor de ocho veces el espesor de la losa, ni 1.5 m. Las desviaciones verticales en la colocación de los tendones no deberán exceder de: ± 6.5 mm para espesores

de losa de hasta 200 mm y de ± 10 mm para losas con más de 200 mm de espesor. Los valores de las tolerancias deberán considerarse cuando se determinen los recubrimientos de concreto para los tendones (secciones 4.9 y 9.7.4.6). Las desviaciones horizontales deberán tener un radio de curvatura mínimo de 7 m.

9.7.2.2 Cortante

- a) Se revisará la losa a fuerza cortante para las condiciones señaladas en los incisos 2.5.9.a y 2.5.9.b. Para conexiones losa–columna interiores y exteriores, la fracción de momento transmitido entre losa y columna por flexión se considerará como lo establece la sección 8.4. Se deberá colocar un refuerzo mínimo en la losa como el señalado en la sección 2.5.9.4.

El refuerzo transversal en la columna en la unión con la losa debe cumplir con lo establecido en el inciso 8.2.b.

En caso de que los esfuerzos cortantes sean mayores que la resistencia del concreto, se colocarán estribos diseñados de acuerdo con la sección 2.5.9.5.

- b) Dimensionamiento del refuerzo para flexión

Se aplicará lo indicado en la sección 8.5. El refuerzo por sismo se determinará a partir del momento de diseño obtenido en el análisis descrito en la sección 9.7.3. Cuando menos dos de las barras del lecho superior o tendones de presfuerzo en cada dirección y todo el refuerzo de integridad estructural, prescrito en la sección 8.9, deberán cruzar el núcleo de la columna correspondiente. Para conexiones exteriores en donde el vector de momento sea paralelo al borde de la losa, se deberá colocar refuerzo negativo perpendicular al borde en una franja igual a $2c_1+c_2$ centrada en el centroide de la sección crítica para transmitir a la columna todo el momento que proviene de la losa (fig. 9.2), a menos que el borde se diseñe para resistir la torsión. Si el borde de la losa se diseña para transmitir por torsión a la columna el momento de la losa, el refuerzo negativo se distribuirá en el ancho de la losa tributario a la columna.

El área de refuerzo de integridad estructural se determinará según la sección 8.9. Los tendones del lecho inferior que pasen por las columnas o apoyos se consideran efectivos para cumplir con lo anterior.

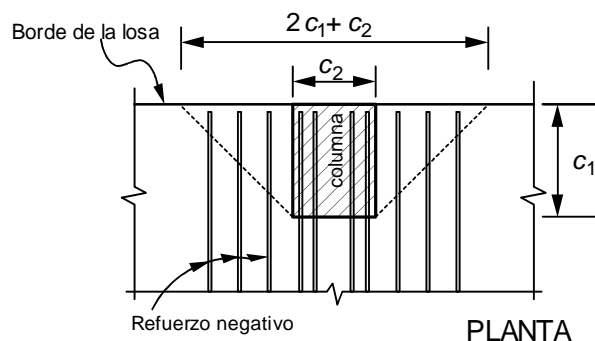


Figura 9.2 Refuerzo negativo perpendicular a un borde no diseñado para resistir torsión

9.7.3 Sistemas de losas postensadas–columnas bajo sismo

Las fuerzas y momentos internos de diseño para el sistema primario resistente a sismo se obtendrán de un análisis sísmico de un modelo donde se desprece la contribución de la losa plana, excepto por su efecto de diafragma. Se usará el valor de Q que corresponda a dicho sistema estructural primario resistente a sismo. Se revisará que la cuantía de refuerzo por flexión no exceda al indicado en la sección 2.2.2. Las diferencias de desplazamientos en niveles consecutivos debidos a las fuerzas cortantes de entrepiso no deberán exceder de 0.006 veces la diferencia entre las correspondientes alturas de los niveles.

Para diseñar el sistema losa plana–columnas para momentos flexionantes y fuerzas cortantes, siguiendo lo establecido en las secciones 9.7.2.1 y 9.7.2.2, se hará el análisis sísmico de un modelo completo de la estructura que incluya las losas planas y su interacción con las columnas y con el sistema estructural resistente a sismo. Las losas se modelarán según la sección 8.3.3; se considerarán los momentos de inercia de las secciones de la losa sin agrietar. Se usará un valor de $Q = 2$. Las diferencias de desplazamientos en niveles consecutivos debido a las fuerzas cortantes de entrepiso no deberán exceder de 0.006 veces la diferencia entre las correspondientes alturas de los niveles.

Se deberá revisar que no se alcance estado límite de falla frágil alguno, en particular en la conexión losa–columna. La losa deberá satisfacer los requisitos de diafragmas de la sección 6.6.

9.7.4 Estados límite de servicio

9.7.4.1 Esfuerzos permisibles en el concreto

La cantidad de torones y el nivel de presfuerzo se determinarán de manera que los esfuerzos a compresión y tensión en el concreto no excedan los valores de la sección 9.4 para cargas muerta y viva de servicio.

9.7.4.2 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Después del anclaje del tendón, $0.70f_{sr}$.

9.7.4.3 Deflexiones

Las deflexiones en losas postensadas deberán calcularse para carga viva según su distribución más desfavorable (deflexiones inmediatas) y para carga sostenidas (flechas diferidas). Para calcular las flechas diferidas, sólo se considerará la carga sostenida en exceso a la equilibrada por el postensado.

9.7.4.4 Agrietamiento

En regiones de momento positivo, cuando el esfuerzo a tensión en el concreto en condiciones de servicio (después de considerar las pérdidas de presfuerzo) sea mayor que $0.16\sqrt{f'_c}$, en MPa ($0.5\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²), se colocará un área mínima de refuerzo corrugado adherido igual a

$$A_s = \frac{2N_c}{f_y} \quad (9.11)$$

donde N_c es la fuerza a tensión en el concreto debida a cargas muerta y viva de servicio. En esta expresión el esfuerzo especificado de fluencia f_y no deberá ser mayor de 412 MPa (4 200 kg/cm²). El refuerzo tendrá una longitud mínima de un tercio del claro libre y deberá ser centrado en la región de momento positivo. Se deberá colocar lo más cercano a la fibra extrema a tensión y se deberá distribuir uniformemente sobre la zona a tensión precomprimida. Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima de la sección 4.9.

En zonas de momento negativo sobre las columnas se colocará una área mínima de acero adherido sin presforzar en ambas direcciones igual a

$$A_s = 0.00075hL \quad (9.12)$$

para losas que trabajan en dos direcciones, donde L es la longitud del claro en la dirección paralela a la del refuerzo calculado y medido desde el centro del claro a cada lado de la conexión, y h es el espesor de la losa, e igual a

$$A_s = 0.004A \quad (9.13)$$

para losas que trabajan en una dirección, donde A es el área de la sección transversal comprendida entre la cara a tensión por flexión de la losa y el centro de gravedad de la sección completa. El acero se distribuirá dentro de una franja limitada por líneas a $1.5h$ medidas desde las caras de la columna. Al menos se colocarán cuatro barras en cada dirección separadas no más de 300 mm. Las barras deberán extenderse de las caras de apoyo una distancia mínima igual a un sexto del claro libre.

Cuando se construyan las losas postensadas en varios tramos, se emplearán separaciones temporales cuyo ancho deberá ser suficiente para postensar los tendones. En estas separaciones se deberá colocar refuerzo para resistir los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que ocurrirían como si la losa fuera continua. El acero se anclará en las losas a ambos lados de dicha separación de acuerdo con los requisitos de la sección 5.1 que sean aplicables. La separación se cerrará mediante la colocación de concreto con las mismas características que las empleadas en la losa.

En zonas adyacentes a muros de concreto, el área del refuerzo paralelo a los muros será 0.0015 veces el área de la losa, calculada sobre un tercio del claro transversal. Las barras se colocarán alternadamente en el lecho superior e inferior a una separación de $1.5h$.

En tableros de esquina y de borde, y cuando los tendones se concentren en bandas, se deberá colocar en el lecho inferior refuerzo adherido no presforzado perpendicular al borde cuya área será igual a

$$A_s = (0.0015 - 0.5p_p) h L \quad (9.14)$$

pero no menor que $0.0005h L$. La longitud de las barras será igual al claro en la dirección de análisis.

9.7.4.5 Corrosión

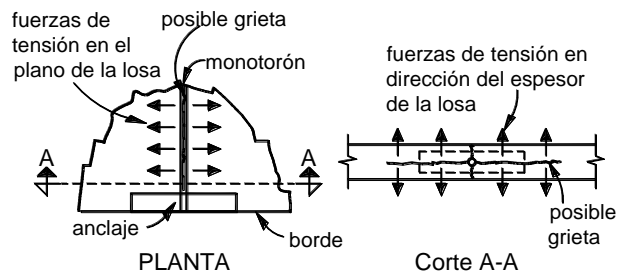
Los tendones no adheridos estarán completamente recubiertos por un material idóneo que asegure su protección contra la corrosión. La funda deberá ser continua en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje deberán protegerse contra la corrosión mediante dispositivos probados o materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos, éstos deberán estar libres de cloruros.

9.7.4.6 Resistencia al fuego

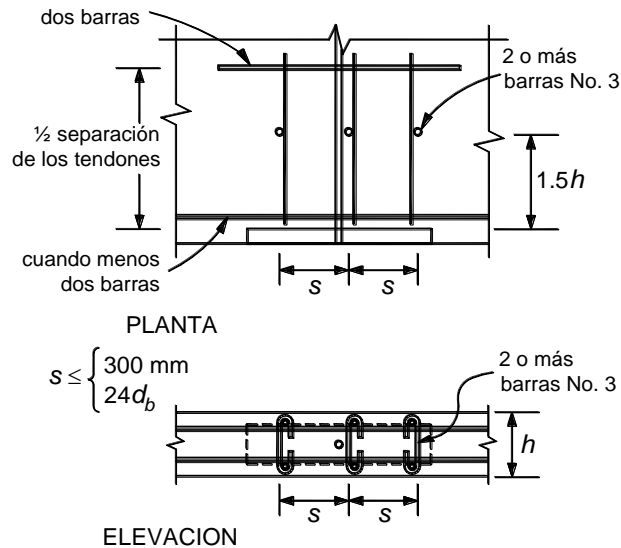
El recubrimiento mínimo sobre los tendones postensados será de 20 mm para cualquier tipo de edificio.

9.7.5 Zonas de anclaje

Las zonas de anclaje deberán resistir la máxima fuerza aplicada durante el tensado. El esfuerzo permisible de aplastamiento en el concreto será el indicado en la sección 9.6.1.3 cuando han ocurrido las pérdidas de presfuerzo.



a) Fuerzas de tensión



b) Refuerzo

Figura 9.3 Refuerzo en la zona de anclaje

Para resistir las fuerzas de tensión que ocurren adelante del anclaje en la dirección del espesor de la losa, se deberá usar cuando menos dos barras de 9.5 mm de diámetro (número 3) para cada anclaje colocadas a una distancia de $1.5h$ adelante del anclaje. La separación no deberá exceder de 300 mm ni 24 veces el diámetro de las barras. El refuerzo se deberá anclar cerca de las caras de la losa con ganchos estándar (fig. 9.3).

Se deberá proveer refuerzo en el plano de la losa, perpendicular al eje del monotorón, para resistir las fuerzas de tensión en el plano de la losa a lo largo del borde de la misma. Cuando menos se colocarán dos barras paralelas al borde de la losa inmediatamente adelante de los anclajes; las barras deberán incluir a todos los anclajes adyacentes. El refuerzo se colocará arriba y abajo del plano de los tendones. Además, se colocará refuerzo para tomar las fuerzas delante de los anclajes; este refuerzo se distribuirá sobre la longitud de la zona de anclaje. Se deberá colocar otro par de barras paralelo al borde de la losa a una distancia desde los anclajes igual a la mitad de la separación entre tendones (fig. 9.3). Estas barras deberán extenderse más allá del último tendón con una distancia igual a la longitud de desarrollo de las barras.

10. CONCRETO PREFABRICADO

10.1 Requisitos generales

Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en el lugar, teniendo en cuenta las condiciones de carga que se presenten durante toda la vida útil de los elementos prefabricados, desde la fabricación, transporte y montaje de los mismos hasta la terminación de la estructura y

su estado de servicio (sección 14.5), así como las condiciones de restricción que den las conexiones, incluyendo la liga con la cimentación.

En la estructuración de edificios se deberá proporcionar marcos o muros con resistencia a cargas laterales en dos ejes ortogonales de la estructura.

En los elementos estructurales de sección compuesta formados por prefabricados y colados en el lugar se aplicarán los requisitos de la sección 6.1.5.

10.2 Estructuras prefabricadas

Las estructuras prefabricadas se diseñarán por sismo con un factor Q igual a 2; sus conexiones cumplirán con los requisitos de este capítulo.

Se podrá usar un factor Q igual a 3, cuando la estructura prefabricada emule a una colada en sitio y la conexión de los elementos se lleve a cabo en una sección donde los momentos flexionantes de diseño debidos a sismo tengan un valor no mayor que el 60 por ciento del momento flexionante total debido a cargas muerta, viva y accidental en la sección crítica por sismo, del elemento de que se trate. Además, la estructura debe cumplir con los requisitos para Q igual a 3 que se especifican en el Capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y en el Capítulo 7 de estas Normas. Cuando el signo de los momentos flexionantes se invierte a causa del sismo, se diseñarán las conexiones viga–columna de acuerdo con la sección 7.5.

10.3 Conexiones

Las conexiones se diseñarán de modo que el grado de restricción que proporcionen esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura, y deberán ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presentan en los extremos de cada una de las piezas que unen. Cuando una conexión forme parte del sistema estructural de soporte ante acciones laterales, deberá resistir no menos que 1.3 veces el valor de diseño de las fuerzas y momentos internos que transmita.

En marcos formados por elementos prefabricados se define como nudo aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

La conexión viga–columna entre elementos prefabricados puede efectuarse dentro del nudo o en las zonas adyacentes o alejadas del mismo. Cuando se aplique $Q = 3$, no deberán hacerse dentro del nudo. Las conexiones deberán cumplir los requisitos siguientes:

- a) En conexiones que formen parte del sistema estructural de soporte ante cargas laterales, la resistencia, f_c' , del concreto empleado en las conexiones entre elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá ser al menos igual a la mayor que tengan los elementos que conectan.
- b) El acero de refuerzo localizado en las conexiones de elementos prefabricados, requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá tener un esfuerzo especificado de fluencia no mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²).
- c) En las conexiones se deberá colocar refuerzo transversal con el diámetro y la separación indicados en estas Normas para estructuras coladas en el lugar de manera que se asegure la resistencia y el confinamiento requeridos en la conexión, de acuerdo con el valor de Q usado al diseñar.
- d) Si la conexión se realiza dentro del nudo deberá cumplir con los requisitos mencionados en la sección 6.2.5. Se deberá asegurar el confinamiento del nudo como se indica en la sección 6.2.6. Se deberá asegurar que la articulación plástica se presente en la viga y se deberá cumplir con lo especificado en la sección 6.8.
- e) Cuando se utilicen colados en sitio para garantizar la continuidad de una conexión, donde quiera que ésta se encuentre, deberán realizarse por la parte superior de ella obligando al uso de cimbras en caras laterales (costados) e inferiores (fondo) de la conexión.

- f) Al detallar las conexiones deben especificarse las holguras para la manufactura y el montaje. Los efectos acumulados de dichas holguras deberán considerarse en el diseño de las conexiones. Cuando se diseñe la conexión para trabajar monolíticamente, las holguras deberán rellenarse con mortero con estabilizador de volumen de manera que se garantice la transmisión de los esfuerzos de compresión y cortante.
- g) Cada ducto que atraviesa un nudo deberá tener un diámetro de por lo menos el doble del diámetro de la barra que contiene y se rellenará con lechada a presión de modo que asegure la adherencia de las barras.
- h) Todas las superficies de los elementos prefabricados que forman parte de una conexión deberán tener un acabado rugoso, de 5 mm de amplitud aproximadamente; estas superficies se limpiarán y se saturarán de agua cuando menos 24 horas antes de colar la conexión. En el colado de la conexión se incluirá un aditivo estabilizador de volumen.

10.4 Sistemas de piso

En edificios con sistemas de piso prefabricados se deberá garantizar la acción de diafragma rígido horizontal y la transmisión de las fuerzas horizontales a los elementos verticales. Para este fin se aplicará lo dispuesto en la sección 6.6. El firme estructural que allí se menciona puede estar reforzado con malla o barras de acero colocadas al menos en la dirección perpendicular al eje de las piezas prefabricadas.

Cuando no pueda garantizarse mediante un firme la acción conjunta de los elementos prefabricados, se deben proveer conectores mecánicos a lo largo de los lados de las piezas adyacentes, según se requiera para transmitir las fuerzas cortantes en el plano, la tensión por cambio de temperatura y los efectos por contracción.

11. CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA

11.1 Definición

En estas Normas se entiende por concreto de alta resistencia aquél que tiene una resistencia a la compresión f_c' igual o mayor que 40 MPa (400 kg/cm²).

Para diseñar, se usará el valor nominal, f_c^* , determinado por la ecuación:

$$f_c^* = 0.8f_c' \quad (11.1)$$

11.2 Empleo de concretos de alta resistencia

11.2.1 Disposiciones generales

Se permite el uso de concretos de alta resistencia con valores de f_c' hasta de 70 MPa (700 kg/cm²), excepto en los casos mencionados en la sección 11.2.2. Se podrán usar concretos de resistencia mayor si el Corresponsable en Seguridad Estructural presenta evidencia de que la estructura puede alcanzar los niveles de resistencia y ductilidad apropiados en zonas sísmicas.

Los requisitos de los capítulos anteriores serán aplicables al concreto de alta resistencia en lo que no se opongan a lo estipulado en este capítulo.

11.2.2 Limitaciones al empleo de concretos de alta resistencia

En estructuras diseñadas con un factor de ductilidad, Q , igual a 4, y en miembros sujetos a flexocompresión que formen parte de marcos que resistan más del 50 por ciento de las acciones sísmicas y cuya carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $0.2 P_{R0}$, donde P_{R0} es la carga axial resistente de diseño, sólo se podrán usar concretos con valores de f_c' hasta de 55 MPa (550 kg/cm²).

11.3 Propiedades mecánicas

11.3.1 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de concretos de alta resistencia se supondrá igual a:

$$E_c = 2700\sqrt{f_c'} + 11000 \quad ; \text{ en MPa} \quad (11.2)$$

$$\left(E_c = 8500\sqrt{f_c'} + 110000 \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$E_c = 2700\sqrt{f_c'} + 5000 \quad ; \text{ en MPa} \quad (11.3)$$

$$\left(E_c = 8500\sqrt{f_c'} + 50000 \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

11.3.2 Resistencia a tensión

A falta de información experimental, la resistencia media a tensión de concretos de alta resistencia, correspondiente a ensayos en cilindros de 150×300 mm cargados diametralmente, se supondrá igual a

$$\bar{f}_t = 0.53\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en MPa} \quad (11.4)$$

$$\left(\bar{f}_t = 1.67\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$\bar{f}_t = 0.47\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en MPa} \quad (11.5)$$

$$\left(\bar{f}_t = 1.50\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

A falta de información experimental, la resistencia media a tensión por flexión, o módulo de rotura, de concretos de alta resistencia se supondrá igual a

$$\bar{f}_f = 0.85\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en MPa} \quad (11.6)$$

$$\left(\bar{f}_f = 2.70\sqrt{f_c'} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

para concretos con agregado grueso calizo.

Para concretos con agregado grueso basáltico:

$$\overline{f_f} = 0.80\sqrt{f_c'} ; \text{ en MPa} \quad (11.7)$$

$$\left(\overline{f_f} = 2.54\sqrt{f_c'} ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

11.3.3 Contracción por secado

Para concretos de alta resistencia la contracción por secado final, ε_{cf} , se supondrá igual a 0.0006.

11.3.4 Deformación diferida

El coeficiente de deformación axial diferida, definido en la sección 1.5.1.6, se supondrá igual a 2.0.

Las deflexiones diferidas se pueden calcular con la ec. 3.4, sustituyendo el numerador por 1.6.

12. CONCRETO LIGERO

12.1 Requisitos generales

En estas Normas se entiende por concreto ligero aquel cuyo peso volumétrico en estado fresco es inferior a 19 kN/m³ (1.9 t/m³).

Sólo se permite el uso de concreto ligero en elementos secundarios. Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial de la Administración.

En el diseño de elementos estructurales de concreto ligero son aplicables los criterios para concreto de peso normal con las modificaciones que aquí se estipulan.

Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la deformación unitaria del concreto es $0.003E_c/E_L$, donde E_c y E_L , son, respectivamente, los módulos de elasticidad del concreto de peso normal clase 1 y ligero de igual resistencia.

En las fórmulas relacionadas con el cálculo de resistencias, aplicables a concreto de peso normal, se usará $1.6f_t^*$ en lugar de $\sqrt{f_c^*}$ siendo f_t^* en MPa ($0.5f_t^*$ en lugar de $\sqrt{f_c^*}$ si se usan kg/cm²), la resistencia nominal a tensión indirecta obtenida de acuerdo con la sección 1.5.1.3 para concreto clase 2.

El valor de f_t^* que se use no debe ser mayor que $0.47\sqrt{f_c^*}$ en MPa ($1.5\sqrt{f_c^*}$ en kg/cm²). Si no se conoce f_t^* se supondrá igual a $0.31\sqrt{f_c^*}$ en MPa ($\sqrt{f_c^*}$ en kg/cm²).

No son aplicables las fórmulas de peraltes mínimos que en elementos de peso normal permiten omitir el cálculo de deflexiones.

El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.

12.2 Requisitos complementarios

El refuerzo por cambios volumétricos que se estipula en la sección 5.7 será obligatorio en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural, en metros, exceda de

$$\frac{2.35\bar{f}_t}{\sqrt{f_c'}} \quad (12.1)$$

$$\left(\frac{0.75\bar{f}_t}{\sqrt{f_c'}} \right)$$

y las cuantías requeridas en ese inciso se incrementará en la relación

$$\frac{0.63\sqrt{f_c'}}{\bar{f}_t} \quad (12.2)$$

$$\left(\frac{2\sqrt{f_c'}}{\bar{f}_t} \right)$$

f_c' y \bar{f}_t en MPa (kg/cm²).

El esfuerzo \bar{f}_t se define en la sección 1.5.1.3.

El refuerzo no se doblará con un radio menor que $\frac{f_y}{30\bar{f}_t}$ por el diámetro de la barra doblada ni menor que el que señale la respectiva Norma Mexicana de las indicadas en la sección 1.5.2, para la prueba de doblado.

Si se desconoce \bar{f}_t se sustituirá por $0.38\sqrt{f_c'}$ en MPa ($1.2\sqrt{f_c'}$ en kg/cm²) en las expresiones de esta sección.

13. CONCRETO SIMPLE

13.1 Limitaciones

El uso del concreto simple con fines estructurales se limitará a:

- Miembros que estén apoyados sobre el suelo en forma continua, o soportados por otros miembros estructurales capaces de proporcionar apoyo vertical continuo;
- Miembros para los cuales la acción de arco origina compresiones bajo todas las condiciones de carga; o
- Muros y pedestales. No se permite el uso del concreto simple en columnas con fines estructurales.

13.2 Juntas

Se proporcionarán juntas de contracción o de aislamiento para dividir los miembros estructurales de concreto simple en elementos a flexión discontinuos. El tamaño de cada elemento limitará el incremento excesivo en los esfuerzos internos generados por las restricciones al movimiento originado por la deformación diferida, la contracción por secado, y los efectos de temperatura.

En la determinación del número y localización de las juntas de contracción o aislamiento se le dará atención a: influencia de las condiciones climáticas; selección y proporcionamiento de materiales; mezclado, colocación y curado del concreto; grado de restricción al movimiento; esfuerzos debidos a las cargas que actúan sobre el elemento; y técnicas de construcción.

13.3 Método de diseño

Los miembros de concreto simple se diseñarán para una resistencia adecuada de acuerdo con estas Normas, usando factores de carga y de resistencia.

La resistencia de diseño de miembros estructurales de concreto simple en flexión y carga axial se basarán en una relación esfuerzo–deformación lineal, tanto en tensión como en compresión.

No se transmitirá tensión a través de bordes externos, juntas de construcción, juntas de contracción, o juntas de aislamiento de un elemento individual de concreto simple. No se supondrá continuidad en flexión debido a tensión entre elementos estructurales adyacentes de concreto simple.

Cuando se calcule la resistencia a flexión, carga axial y flexión combinadas, y cortante, en el diseño se considerará la sección transversal completa, con excepción de los elementos colados contra el suelo a los cuales se reducirá 50 mm al espesor total h.

13.4 Esfuerzos de diseño

Los esfuerzos calculados bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga), suponiendo comportamiento elástico no excederán a los valores siguientes, donde F_R vale 0.65 en todos los casos:

a) Compresión por flexión

$$1.2F_R f_c^* \quad (13.1)$$

b) Tensión por flexión

- 1) concreto clase 1

$$0.53F_R \sqrt{f_c^*} \quad ; \text{ si se usan MPa} \quad (13.2)$$
$$\left(\begin{array}{l} 1.7F_R \sqrt{f_c^*} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

- 2) concreto clase 2

$$0.38F_R \sqrt{f_c^*} \quad ; \text{ si se usan MPa} \quad (13.3)$$
$$\left(\begin{array}{l} 1.2F_R \sqrt{f_c^*} \quad ; \text{ en kg/cm}^2 \end{array} \right)$$

c) Compresión axial

$$0.7 F_R f_c^* \left[1 - \left(\frac{H'}{32h} \right)^2 \right] \quad (13.4)$$

d) Cortante, como medida de la tensión diagonal en elementos angostos que trabajen en una dirección

$$0.06F_R \sqrt{f_c^*} \quad ; \text{ si se usan MPa} \quad (13.5)$$

$$\left(0.2F_R \sqrt{f_c^*} ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

e) Cortante, como medida de la tensión diagonal cuando el elemento trabaje en dos direcciones y la falla sea cónica y piramidal alrededor de la carga (γ es la relación entre la dimensión menor de la zona cargada y la mayor)

$$(0.5 + \gamma) 0.31F_R \sqrt{f_c^*} \leq 0.31F_R \sqrt{f_c^*} ;$$

si se usan MPa (13.6)

$$\left((0.5 + \gamma) F_R \sqrt{f_c^*} \leq F_R \sqrt{f_c^*} ; \text{ en kg/cm}^2 \right)$$

14. CONSTRUCCIÓN

14.1 Cimbra

14.1.1 Disposiciones generales

Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la colocación, compactación y vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar movimientos y deformaciones excesivos; y suficientemente estanca para evitar el escurrimiento del mortero. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto.

Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante un período mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

La cimbra para miembros de concreto presfuerzo deberá diseñarse y construirse de tal manera que permita el movimiento del elemento sin provocar daño durante la transferencia de la fuerza de presfuerzo.

14.1.2 Descimbrado

Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y otras cargas que actúen durante la construcción, así como para evitar que las deflexiones sobrepasen los valores fijados en el Título Quinto del Reglamento.

Los elementos de concreto presfuerzo deberán permanecer cimbrados hasta que la fuerza de presfuerzo haya sido aplicada y sea tal que, por lo menos, permita soportar el peso propio del elemento y las cargas adicionales que se tengan inmediatamente después del descimbrado.

14.2 Acero

14.2.1 Disposiciones generales

El acero de refuerzo y especialmente el de presfuerzo y los ductos de postensado deben protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.

Inmediatamente antes de su colocación se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial, después de un largo período de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayos mecánicos en el acero dudoso.

Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasa, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto. A excepción del uso de recubrimientos epóxicos y lodos bentoníticos.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Perito Responsable de Obra, cuando no se requiera de Corresponsable, permita calentamiento, pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente 803 K [530 °C]) si no está tratado en frío, ni a más de 673 K (400 °C) en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deben tratar de enderezar, sino que se rechazarán.

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia, rigidez y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

14.2.2 Control en la obra

El acero de refuerzo ordinario se someterá al control siguiente, por lo que se refiere al cumplimiento de la respectiva Norma Mexicana.

Para cada tipo de barras (laminadas en caliente o torcidas en frío) se procederá como sigue:

De cada lote de 100 kN (10 toneladas) o fracción, formado por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensaye de tensión y uno para ensaye de doblado, que no sean de los extremos de barras completas; las corrugaciones se podrán revisar en uno de dichos especímenes. Si algún espécimen presenta defectos superficiales, puede descartarse y sustituirse por otro.

Cada lote definido según el párrafo anterior debe quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayos. Éstos se realizarán de acuerdo con la norma NMX-B-172. Si algún espécimen no cumple con los requisitos de tensión especificados en la norma, se permitirá repetir la prueba como se señala en la misma norma.

En sustitución del control de obra, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Perito Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, podrá admitir la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente; en su caso, definirá la forma de revisar que se cumplan los requisitos adicionales para el acero, establecidos en el inciso 7.1.5.b.

14.2.3 Extensiones futuras

Todo el acero de refuerzo, así como las placas y, en general, todas las preparaciones metálicas que queden expuestas a la intemperie con el fin de realizar extensiones a la construcción en el futuro, deberán protegerse contra la corrosión y contra el ataque de agentes externos.

14.3 Concreto

14.3.1 Materiales componentes

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, rigidez y durabilidad necesarias.

La calidad de todos los materiales componentes del concreto deberá verificarse antes del inicio de la obra y también cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos o haya cambio de las fuentes de suministro. Esta verificación de calidad se realizará a partir de muestras tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor de concreto. El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Perito Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, en lugar de esta verificación podrá admitir la garantía del fabricante del concreto de que los materiales fueron ensayados en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, y que cumplen con los requisitos establecidos en la sección 1.5.1 y los que a continuación se indican. En cualquier caso podrá ordenar la verificación de la calidad de los materiales cuando lo juzgue procedente.

Los materiales pétreos, grava y arena, deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111, con las modificaciones y adiciones de la tabla 14.1.

Tabla 14.1 Requisitos adicionales para materiales pétreos

Propiedad	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Coefficiente volumétrico de la grava, mínimo	0.20	—
Material más fino que la malla F 0.075 (No. 200) en la arena, porcentaje máximo en peso (NMX-C-084).	15	15
Contracción lineal de los finos (pasan la malla No. 40) de la arena y la grava, en la proporción en que éstas intervienen en el concreto, a partir del límite líquido, porcentaje máximo.	2	3

En adición a la frecuencia de verificación estipulada para todos los materiales componentes al principio de esta sección, los requisitos especiales precedentes deberán verificarse cuando menos una vez por mes para el concreto clase 1.

Los límites correspondientes a estos requisitos especiales pueden modificarse si el fabricante del concreto demuestra, con pruebas realizadas en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, que con los nuevos valores se obtiene concreto que cumpla con el requisito de módulo de elasticidad establecido en la sección 14.3.4.2. En tal caso, los nuevos límites serán los que se apliquen en la verificación de estos requisitos para los agregados específicamente considerados en dichas pruebas.

14.3.2 Elaboración del concreto

El concreto podrá ser dosificado en una planta central y transportado a la obra en camiones revolvedores, o dosificado y mezclado en una planta central y transportado a la obra en camiones agitadores, o bien podrá ser elaborado directamente en la obra; en todos los casos deberá cumplir con los requisitos de elaboración que aquí se indican. La dosificación establecida no deberá alterarse, en especial, el contenido de agua.

El concreto clase 1, premezclado o hecho en obra, deberá ser elaborado en una planta de dosificación y mezclado de acuerdo con los requisitos de elaboración establecidos en la norma NMX-C-403.

El concreto clase 2, si es premezclado, deberá satisfacer los requisitos de elaboración de la norma NMX-C-155. Si es hecho en obra, podrá ser dosificado en peso o en volumen, pero deberá ser mezclado en una revoladora mecánica, ya que no se permitirá la mezcla manual de concreto estructural.

14.3.3 Requisitos y control del concreto fresco

Al concreto en estado fresco, antes de su colocación en las cimbras, se le harán pruebas para verificar que cumple con los requisitos de revenimiento y peso volumétrico. Estas pruebas se realizarán al concreto muestreado en obra, con las frecuencias de la tabla 14.2 como mínimo.

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo y para que pueda bombearse en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. El revenimiento nominal de los concretos no será mayor de 120 mm. Para permitir la colocación del concreto en condiciones difíciles, o para que pueda ser bombeado, se autoriza aumentar el revenimiento nominal hasta un máximo de 180 mm, mediante el uso de aditivo superfluidificante, de manera que no se incremente el contenido unitario de agua. En tal caso, la verificación del revenimiento se realizará en la obra antes y después de incorporar el aditivo superfluidificante, comparando con los valores nominales de 120 y 180 mm, respectivamente. Las demás propiedades, incluyendo las del concreto endurecido, se determinarán en muestras que ya incluyan dicho aditivo.

Tabla 14.2 Frecuencia mínima para toma de muestras de concreto fresco

Prueba y método	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Revenimiento (NMX-C-156-ONNCCE)	Una vez por cada entrega, si es premezclado.	Una vez por cada entrega, si es premezclado.
	Una vez por cada revoltura, si es hecho en obra.	Una vez por cada 5 revolturas, si es hecho en obra.
Peso volumétrico (NMX-C-162)	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 20 m ³ de concreto.	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 40 m ³ .

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Perito Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, podrá autorizar la incorporación del aditivo superfluidificante en la planta de premezclado para cumplir con revenimientos nominales mayores de 120 mm y estará facultado para inspeccionar tal operación en la planta cuando lo juzgue procedente.

Tabla 14.3 Tolerancias para revenimientos

Revenimiento nominal, mm	Tolerancia, mm
menor de 50	± 15
50 a 100	± 25
mayor de 100	± 35

Si el concreto es premezclado y se surte con un revenimiento nominal mayor de 120 mm, deberá ser entregado con un comprobante de incorporación del aditivo en planta; en la obra se medirá el revenimiento para compararlo con el nominal máximo de 180 mm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de revenimiento, su valor determinado deberá concordar con el nominal especificado, con las siguientes tolerancias:

Estas tolerancias también se aplican a los valores nominales máximos de 120 y 180 mm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de peso volumétrico en estado fresco o endurecido, su valor determinado deberá ser mayor de 22 kN/m³ (2 200 kg/m³) para el concreto clase 1, y no menor de 19 kN/m³ (1 900 kg/m³) para el concreto clase 2.

14.3.4 Requisitos y control del concreto endurecido

14.3.4.1 Resistencia a compresión

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-160 y NMX-C-83, en un laboratorio

acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

Cuando la mezcla de concreto se diseñe para obtener la resistencia especificada a 14 días, las pruebas anteriores se efectuarán a esta edad; de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad.

Para verificar la resistencia a compresión de concreto de las mismas características y nivel de resistencia, se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada 40 m³; sin embargo, si el concreto se emplea para el colado de columnas, se tomará por lo menos una muestra por cada 10 m³.

De cada muestra se elaborarán y ensayarán al menos dos cilindros; se entenderá por resistencia de una muestra el promedio de las resistencias de los cilindros que se elaboren de ella.

Para el concreto clase 1, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f_c' , si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f_c' - 3.5$ MPa ($f_c' - 35$ kg/cm²), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que f_c' .

Para el concreto clase 2, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f_c' , si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f_c' - 5$ MPa ($f_c' - 50$ kg/cm²), y, además, si ningún promedio de resistencias de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, es menor que $f_c' - 1.7$ MPa ($f_c' - 17$ kg/cm²).

Si sólo se cuenta con dos muestras, el promedio de las resistencias de ambas no será inferior a $f_c' - 1.3$ MPa ($f_c' - 13$ kg/cm²) para concretos clase 1, ni a $f_c' - 2.8$ MPa ($f_c' - 28$ kg/cm²), para clase 2, además de cumplir con el respectivo requisito concerniente a las muestras tomadas una por una.

Cuando el concreto no cumpla con el requisito de resistencia, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Perito Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, tomará las medidas conducentes a garantizar la seguridad de la estructura. Estas medidas estarán basadas principalmente en el buen criterio de los responsables mencionados; como factores de juicio deben considerarse, entre otros, el tipo de elemento en que no se alcanzó el nivel de resistencia especificado, el monto del déficit de resistencia y el número de muestras o grupos de ellas que no cumplieron. En ocasiones debe revisarse el proyecto estructural a fin de considerar la posibilidad de que la resistencia que se obtuvo sea suficiente.

Si subsiste la duda sobre la seguridad de la estructura se podrán extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma NMX-C-169-ONNCCE, del concreto en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán tres corazones por cada incumplimiento con la calidad especificada. La humedad de los corazones al probarse debe ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio.

El concreto clase 1 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.85f_c'$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0.75f_c'$. El concreto clase 2 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.80f_c'$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0.70f_c'$. Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente, se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan dado resistencias erráticas. Si la resistencia de los corazones ensayados no cumple con el criterio de aceptación que se ha descrito, el responsable en cuestión nuevamente debe decidir a su juicio y responsabilidad las medidas que han de tomarse. Puede optar por reforzar la estructura hasta lograr la resistencia necesaria, o recurrir a realizar pruebas de carga (artículo 185 del Reglamento) en elementos no destinados a resistir sismo, u ordenar la demolición de la zona de resistencia escasa, etc. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante en caso de que el concreto no cumpla con el requisito de resistencia.

14.3.4.2 Módulo de elasticidad

El concreto debe cumplir con el requisito de módulo de elasticidad especificado a continuación. (Debe cumplirse tanto el requisito relativo a una muestra cualquiera, como el que se refiere a los conjuntos de dos muestras consecutivas).

Tabla 14.4 Requisitos para el módulo de elasticidad

	Módulo de elasticidad a 28 días de edad, MPa (kg/cm ²), mínimo.				
	Alta resistencia		Clase 1		Clase 2
	Caliza ¹	Basalto ¹	Caliza ¹	Basalto ¹	Andesita ¹
Una muestra cualquiera	$2\,700\sqrt{f_c'} + 8\,500$ ($8\,500\sqrt{f_c'} + 84\,800$)	$2\,700\sqrt{f_c'} + 3\,300$ ($8\,500\sqrt{f_c'} + 33\,200$)	$4\,000\sqrt{f_c'}$ ($12\,700\sqrt{f_c'}$)	$3\,100\sqrt{f_c'}$ ($9\,700\sqrt{f_c'}$)	$2\,200\sqrt{f_c'}$ ($7\,000\sqrt{f_c'}$)
Además, promedio de todos los conjuntos de dos muestras consecutivas.	$2\,700\sqrt{f_c'} + 10\,100$ ($8\,500\sqrt{f_c'} + 101\,100$)	$2\,700\sqrt{f_c'} + 4\,400$ ($8\,500\sqrt{f_c'} + 44\,100$)	$4\,300\sqrt{f_c'}$ ($13\,500\sqrt{f_c'}$)	$3\,300\sqrt{f_c'}$ ($10\,500\sqrt{f_c'}$)	$2\,300\sqrt{f_c'}$ ($7\,400\sqrt{f_c'}$)

- ¹ Agregado grueso

Para la verificación anterior se tomará una muestra por cada 100 metros cúbicos, o fracción, de concreto, pero no menos de dos en una cierta obra. De cada muestra se fabricarán y ensayarán al menos tres especímenes. Se considerará como módulo de elasticidad de una muestra, el promedio de los módulos de los tres especímenes elaborados con ella. El módulo de elasticidad se determinará según la norma NMX-C-128.

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Perito Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, no estará obligado a exigir la verificación del módulo de elasticidad; sin embargo, si a su criterio las condiciones de la obra lo justifican, podrá requerir su verificación, o la garantía escrita del fabricante de que el concreto cumple con él. En dado caso, la verificación se realizará en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización. Cuando el concreto no cumpla con el requisito mencionado, el responsable de la obra evaluará las consecuencias de la falta de cumplimiento y determinará las medidas que deberán tomarse. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante por incumplimiento del requisito antedicho.

14.3.5 Transporte

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

14.3.6 Colocación y compactación

Antes de efectuar un colado deben limpiarse los elementos de transporte y el lugar donde se va a depositar el concreto.

Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos.

El lugar en el que se colocará el concreto deberá cumplir con lo siguiente:

- a) Estar libre de material suelto como partículas de roca, polvo, clavos, tornillos, tuercas, basura, etc.;
- b) Los moldes que recibirán al concreto deben estar firmemente sujetos;
- c) Las superficies de mampostería que vayan a estar en contacto con el concreto deberán humedecerse previamente al colado;
- d) El acero de refuerzo deberá estar completamente limpio y adecuadamente colocado y sujeto; y
- e) No deberá existir agua en el lugar del colado, a menos que se hayan tomado las medidas necesarias para colar concreto en agua.

De ninguna manera se permitirá la colocación de concreto contaminado con materia orgánica.

El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado.

No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

14.3.7 Temperatura

Cuando la temperatura ambiente durante el colado o poco después sea inferior a 278 K (5 °C), se tomarán las precauciones especiales tendientes a contrarrestar el descenso en resistencia y el retardo en endurecimiento, y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

14.3.8 Morteros aplicados neumáticamente

El mortero aplicado neumáticamente satisfará los requisitos de compacidad, resistencia y demás propiedades que especifique el proyecto. Se aplicará perpendicularmente a la superficie en cuestión, la cual deberá estar limpia y húmeda.

14.3.9 Curado

El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento ordinario y tres días si se empleó cemento de alta resistencia inicial. Estos lapsos se aumentarán si la temperatura desciende a menos de 278 K (5 °C); en este caso también se observará lo dispuesto en la sección 14.3.7.

Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado. El proceso de curado que se aplique debe producir concreto cuya durabilidad sea por lo menos equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo prescrito en el párrafo anterior.

14.3.10 Juntas de colado

Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua. Se tomará especial cuidado en todas las juntas de columnas y muros en lo que respecta a su limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

14.3.11 Tuberías y ductos incluidos en el concreto

Con las excepciones indicadas en el párrafo que sigue, se permitirá la inclusión de tuberías y ductos en los elementos de concreto, siempre y cuando se prevean en el diseño estructural, sean de material no perjudicial

para el concreto y sean aprobados por el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Perito Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable.

No se permitirá la inclusión de tuberías y ductos de aluminio en elementos de concreto, a menos que se tengan cubiertas o protecciones especiales para evitar la reacción aluminio–concreto y la reacción electrolítica entre aluminio y acero de refuerzo. No se permitirá la inclusión de tuberías y ductos longitudinales en columnas y en elementos de refuerzo en los extremos de muros.

Las tuberías y los ductos incluidos en los elementos no deberán afectar significativamente la resistencia de dichos elementos ni de la construcción en general. Asimismo, no deberán impedir que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersticios.

Excepto cuando se haya establecido en los planos o haya sido aprobado por el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Perito Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, las tuberías y los ductos incluidos en losas, muros y traveses de concreto deberán cumplir con lo siguiente:

- a) El diámetro exterior no será mayor que $1/3$ del espesor de la losa o del ancho del muro y de la trabe;
- b) Estarán colocados con una separación, medida centro a centro, mayor que 3 veces el diámetro de los ductos;
y
- c) No deberán afectar significativamente la resistencia estructural de los elementos de concreto.

Las tuberías y los ductos deberán diseñarse para resistir los efectos del concreto, la presión y la temperatura a la que estarán expuestos al quedar incluidos en el concreto.

Las tuberías no deberán contener líquidos, gas, vapor ni agua a altas temperaturas ni a altas presiones, hasta que el concreto haya alcanzado completamente la resistencia de diseño.

En losas, las tuberías y los ductos deberán quedar incluidos entre el acero de refuerzo inferior y superior, a menos que sean para captar agua o materiales exteriores.

El recubrimiento mínimo para tuberías y ductos no será menor que 40 mm para elementos expuestos a la intemperie o en contacto con el terreno, ni menor que 20 mm para elementos no expuestos a la intemperie y que no están en contacto con el terreno.

Las tuberías y ductos deberán construirse y colocarse de tal manera que no se requiera cortar, doblar, ni mover de su posición original el acero de refuerzo.

14.4 Requisitos complementarios para concreto presforzado

14.4.1 Lechada para tendones adheridos

La lechada para inyección debe ser de cemento portland y agua, o de cemento portland, arena y agua. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivos que no sean dañinos a la lechada, al acero, ni al concreto. No debe utilizarse cloruro de calcio.

El proporcionamiento de la lechada debe basarse en lo señalado en alguno de los dos incisos siguientes:

- a) Resultados de ensayos sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección; o
- b) Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejantes y en condiciones de campo comparables.

El contenido del agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero no será mayor de 0.50 con relación al cementante, en peso.

La lechada debe mezclarse con equipo capaz de suministrar mezclado y agitación mecánicos continuos que den lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe cribarse y debe bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones.

La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecte la lechada, debe ser mayor de 275 K (2 °C), y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 50 mm, fabricados con la lechada y curados en la obra, llegue a 5.5 MPa (55 kg/cm²). Las características de la lechada se determinarán de acuerdo con la norma NMX-C-061.

Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no debe exceder de 303 K (30 °C).

14.4.2 Tendones de presfuerzo

Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deben realizarse de modo que éste no quede sujeto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

14.4.3 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

La fuerza de presfuerzo se determinará con un dinamómetro o una celda de carga, o midiendo la presión en el aceite del gato con un manómetro y, además, midiendo el alargamiento del tendón. Debe determinarse y corregirse la causa de toda discrepancia mayor de 5 por ciento entre la fuerza determinada a partir del alargamiento del tendón y la obtenida con el otro procedimiento. Para determinar a qué alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo se usarán las curvas medias fuerza–alargamiento de los tendones empleados.

Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortando los tendones con soplete, la localización de los cortes y el orden en que se efectúen deben definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables. Los tramos largos de torones expuestos se cortarán cerca del elemento presforzado para reducir al mínimo el impacto sobre el concreto.

La pérdida total de presfuerzo debida a tendones rotos no repuestos no debe exceder de 2 por ciento del presfuerzo total.

14.5 Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas

Los medios de sujeción o rigidización temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, etc., deben diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos del sismo y viento, así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones.

Debe verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados se mantengan correctamente en su posición, mientras adquieren resistencia las conexiones coladas en el lugar.

14.6 Tolerancias

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a los planos constructivos del proyecto ajustado como se especifica en el Título Séptimo del Reglamento.

- a) Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán de las del proyecto en más de 10 mm + 0.05x, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las del proyecto en más de 3 mm + 0.03x.
- b) El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de 5 mm + 0.05t, siendo t el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de 3 mm + 0.03t.
- c) En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado, con tolerancia de un centímetro. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste, del que se ha trazado, más de 10 mm

más dos por ciento de la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior.

- d) La tolerancia en desplomo de una columna será de 5 mm más dos por ciento de la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación.
- e) El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 5 mm más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.
- f) La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de 10 mm más dos por ciento del ancho de la viga.
- g) El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 10 mm más dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.
- h) En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la de proyecto más de 30 mm, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de uno por ciento.
- i) La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto, no excederá de cuatro por ciento.
- j) La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no debe diferir en más de $10 \text{ mm} + 0.01L$ de la señalada en el proyecto, siendo L el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 10 mm.
- k) La posición de refuerzo de losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo, d , en más de $3 \text{ mm} + 0.03d$ ni reduzca el recubrimiento en más de 5 mm. En columnas rige la misma tolerancia, pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez del peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de dicha separación, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar al agregado grueso.
- l) Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá a las del proyecto en más de $10 \text{ mm} + 0.05x$, siendo x la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de $3 \text{ mm} + 0.03x$.
- m) La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más de 10 mm más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.
- n) Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a trabes en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto, o colocación de acabados, puede ser necesario imponer tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.

De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Perito Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable; estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

15. REGLAMENTOS ALTERNATIVOS

Se aceptará el Manual del ACI 318 2014 método factores de carga y resistencia para todo lo referente a diseño y construcción de estructuras de concreto. No es permitido mezclar criterios de los diferentes códigos aceptados. Para el diseño de los sistemas SISMO-RESISTENTES, se sujetará a lo dispuesto en las versiones 2008 y/o 2015 del Manual de Diseño de Obras Civiles-Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad.

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL MUNICIPIO DE CELAYA, GTO., PARA DISEÑO POR VIENTO.

TÍTULO X.

NOTACION.

A	área tributaria, m ²
A _r	área expuesta del accesorio colocado en una torre, m ²
A _Z	área total proyectada del tramo de torre en que se encuentra un accesorio, m ²
a	altura de la zona de flujo laminar, m; también, flecha de una cubierta en arco (fig. 3.3), m
B	factor por turbulencia de fondo
b	ancho mínimo del área expuesta, m
C _D	coeficiente de arrastre en chimeneas y torres
C _{DE}	coeficiente de arrastre efectivo
C _e	factor correctivo por exposición
C _T	factor de empuje transversal
C _Z	factor correctivo por altura
C _p	coeficiente local de presión
d	dimensión de la estructura paralela a la acción del viento, m
F	función relacionada con la distribución de la energía del viento
F _L	fuerza estática equivalente, por unidad de longitud, que toma en cuenta el efecto de los vórtices, N/m (kg/m)
F _{TR}	factor correctivo por condiciones locales
F _α	factor de variación de la velocidad del viento con la altura
G	factor de ráfaga
g	factor de respuesta máxima
H	altura de la estructura, m
h _e	dimensión vertical de un letrero aislado, m
n	parámetro para el cálculo de C _e
n _o	frecuencia del modo fundamental, Hz
p _z	presión de diseño, Pa (kg/m ²)
R	factor de rugosidad
r	relación altura a claro en techos arqueados
S	factor de tamaño
V	fuerza cortante en el entrepiso o segmento en estudio, N (kg)
V _{cr}	velocidad crítica del viento, m/s
V _D	velocidad de diseño para una altura dada, m/s
V _H	velocidad de diseño a la altura H, m/s
V _R	velocidad regional para el sitio de interés, m/s
W	suma de las cargas viva y muerta por encima de un entrepiso o segmento, N (kg)
x	relación separación a peralte en elementos de armaduras
x _o	inverso de la longitud de onda, m ⁻¹
z	altura de un punto desde el suelo, m
α	exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura
β	fracción del amortiguamiento crítico; adimensional; también, ángulo de las cubiertas en arco para definir las zonas A, B y C (fig. 3.3), grados
δ	altura gradiente, m

- θ ángulo de inclinación en techos inclinados, grados
- θ_1 ángulo de incidencia entre la dirección del viento y un plano vertical, grados
- v tasa media de fluctuación, s^{-1}
- ϕ relación de solidez. Relación entre el área efectiva sobre la que actúa el viento y el área inscrita por la periferia de la superficie expuesta
- ψ cociente del desplazamiento relativo entre dos niveles de piso o secciones horizontales, dividido entre la correspondiente diferencia de elevaciones

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 Alcance

En estas Normas se detallan y amplían los requisitos de diseño por viento contenidos en la sección Decimo Cuarta del Título Quinto del Reglamento.

Los procedimientos aquí indicados se aplicarán conforme a los criterios generales de diseño especificados en dicho título. En particular, deberán aplicarse a las acciones debidas al viento los factores de carga correspondientes a acciones accidentales fijados en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

1.2 Unidades

Sólo se especifican las unidades en las ecuaciones no homogéneas, cuyos resultados dependen de las unidades en que se expresen. En cada uno de esos casos, se presenta, en primer lugar, la ecuación en términos de unidades del sistema internacional (SI), y en segundo lugar, entre paréntesis, en términos de unidades del sistema métrico decimal usual.

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

2. CRITERIOS DE DISEÑO

2.1 Consideraciones Generales

Deberán revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural. La revisión deberá considerar la acción estática del viento y la dinámica cuando la estructura sea sensible a estos efectos.

Deberá realizarse, además, un diseño local de los elementos particulares directamente expuestos a la acción del viento, tanto los que forman parte del sistema estructural, tales como cuerdas y diagonales de estructuras triangulares expuestas al viento, como los que constituyen sólo un revestimiento (láminas de cubierta y elementos de fachada y vidrios). Para el diseño local de estos elementos se seguirán los criterios del Capítulo 4.

2.2 Clasificación de las estructuras

2.2.1 De acuerdo con su importancia

Para fines de diseño por viento y de acuerdo con la importancia para la cual serán destinadas, las estructuras están clasificadas en dos grupos, A y B.

2.2.2 De acuerdo con su respuesta ante la acción del viento

Para fines de diseño por viento y de acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en ellas, las estructuras se clasifican en cuatro tipos:

- a) Tipo 1. Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos; es decir, que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre altura y dimensión menor en planta es mayor que 5 o cuyo período natural de vibración excede de 1 segundo. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de presfuerzo u otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica.
- b) Tipo 2. Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo, los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor que 5, o con periodo fundamental mayor que 1 segundo.

Se incluyen también las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios, y en general las estructuras que presentan dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen las estructuras que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los Tipos 3 y 4.
- c) Tipo 3. Comprende estructuras como las definidas en el Tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura.

Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos, tales como tuberías, chimeneas y edificios con planta circular.
- d) Tipo 4. Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus períodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes, que no pueden incluirse en el Tipo 1.

2.2.3 Efectos a considerar

En el diseño de estructuras sometidas a la acción de viento se tomarán en cuenta aquellos de los efectos siguientes que puedan ser importantes en cada caso:

- a) Empujes y succiones estáticos;
- b) Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia;
- c) Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes; y
- d) Inestabilidad aeroelástica.

Para el diseño de las estructuras Tipo 1 bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento, calculados de acuerdo con el Capítulo 3.

Para el diseño de las estructuras Tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia. El diseño podrá efectuarse con un método estático equivalente, de acuerdo con las secciones correspondientes de los Capítulos 3 y 5, o con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos sobre las estructuras.

Las estructuras Tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios especificados para las de Tipo 2, pero además deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos de los vórtices alternantes, según se especifica en el Capítulo 6. Para estructuras Tipo 4 los efectos de viento se valorarán con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, pero en ningún caso serán menores que los especificados por el Tipo 1. Los problemas de inestabilidad aeroelástica ameritarán estudios especiales que deberán ser aprobados por la Administración.

2.4 Estudio en túnel de viento

En construcciones de forma geométrica poco usual y con características que las hagan particularmente sensibles a los efectos de viento, el cálculo de dichos efectos se basará en resultados de estudios en túnel de viento. Podrán tomarse como base resultados existentes de ensayos realizados en modelos de construcciones de características semejantes. Cuando no se cuente con estos resultados o cuando se trate de construcciones de particular importancia, deberá recurrirse a estudios de túnel de viento en modelos de la construcción misma.

Los procedimientos de ensayos e interpretación de los estudios de túnel de viento seguirán técnicas reconocidas y deberán ser aprobados por la Administración.

2.5 Precauciones durante la construcción y en estructuras provisionales

Se revisará la estabilidad de la construcción ante efectos de viento durante el proceso de erección. Pueden necesitarse por este concepto apuntalamientos y contravientos provisionales, especialmente en construcciones de tipo prefabricado. Para este caso se evaluarán los empujes con las velocidades referidas en el Capítulo 3, asociadas a un período de retorno de 10 años.

3. MÉTODOS SIMPLIFICADO Y ESTÁTICO PARA DISEÑO POR VIENTO

Para el cálculo de empujes y/o succiones sobre las construcciones del Tipo 1 (inciso 2.2.2.a) debidas a la presión del viento, se podrá emplear el método estático al aplicar las presiones de diseño de la sección 3.2 y los coeficientes de presión señalados en las secciones 3.3 y 3.4. El método simplificado podrá aplicarse para estructuras con altura no mayor de 15 m, con planta rectangular o formada por una combinación de rectángulos, tal que la relación entre una altura y la dimensión menor en planta sea menor que 4. En este último caso se aplicará la presión de diseño de la sección 3.2, pero los coeficientes de presión se tomarán según se señala en la sección 3.6.

3.1 Determinación de la velocidad de diseño, V_D

Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma se determinan con base en la velocidad de diseño.

Dicha velocidad de diseño se obtendrá de acuerdo con la ecuación 3.1.

$$V_D = F_{TR} F_\alpha V_R \quad (3.1)$$

donde

F_{TR} factor correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante;

F_α factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura; y

V_R velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.

La velocidad de referencia, V_R , se define en la sección 3.1.1 y los factores F_α y F_{TR} se definen en las secciones 3.1.2 y 3.1.3, respectivamente.

3.1.1 Determinación de la velocidad regional, V_R

La velocidad regional es la velocidad máxima del viento que se presenta a una altura de 10 m sobre el lugar de desplante de la estructura, para condiciones de terreno plano con obstáculos aislados (terreno tipo R2, fig. 3.1). Los valores de dicha velocidad se obtendrán de la tabla 3.1. Dichos valores incluyen el efecto de ráfaga que corresponde a tomar el valor máximo de la velocidad media durante un intervalo de tres segundos.

Para las estructuras temporales que permanezcan por más de una estación del año se seleccionará la velocidad con periodo de retorno de 10 años.

3.1.2 Factor de variación con la altura, F_α

Este factor establece la variación de la velocidad del viento con la altura z . Se obtiene con las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned} F_\alpha &= 1.0 ; & \text{si } z \leq 10 \text{ m} \\ F_\alpha &= (z/10)^\alpha ; & \text{si } 10 \text{ m} < z < \delta \\ F_\alpha &= (\delta/10)^\alpha ; & \text{si } z \geq \delta \end{aligned} \quad (3.2)$$

donde

δ altura gradiente, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; δ y z están dadas en metros; y

α exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno (figura 3.1) y se definen en la tabla 3.2.

Tabla 3.1 Velocidades regionales, V_R , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s

	Importancia de la construcción		
	A	B	Temporal
Periodo de retorno, años	200	50	10
Municipio de Celaya	38.89	35.56	31.39

Tabla 3.2 Rugosidad del terreno, α y δ

Tipos de terreno (fig. 3.1)	α	δ , m
R1 Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2 Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3 Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4	0.156	390
R4 Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m	0.170	455

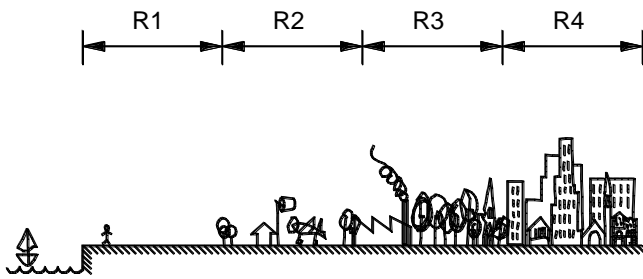


Figura 3.1 Rugosidad de terreno

3.1.3 Factor correctivo por topografía y rugosidad, F_{TR}

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplante la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio (tabla 3.3). En este último caso, si en una dirección de análisis de los efectos del viento existen diferentes rugosidades con longitud menor de 500 m, se deberá considerar la que produzca los efectos más desfavorables.

Tabla 3.3 (Factor de topografía y rugosidad del terreno)

Factor

F_{TR}

Tipos de topografía (fig. 3.2)	Rugosidad de terrenos en alrededores		
	Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1 Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.80	0.70	0.66
T2 Valles cerrados	0.90	0.79	0.74
T3 Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal)	1.00	0.88	0.82
T4 Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.10	0.97	0.90
T5 Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %,	1.20	1.06	0.98

cañadas o valles
cerrados

En terreno de tipo R1, según se define en la tabla 3.2, el factor de topografía y rugosidad, F_{TR} , se tomará en todos los casos igual a 1.0.

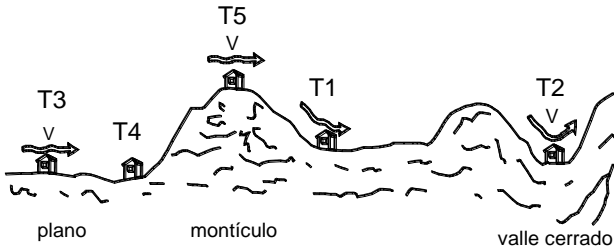


Figura 3.2 Formas topográficas locales

3.2 Determinación de la presión de diseño, p_z

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada, p_z , en Pa (kg/m^2), se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada de manera general por la expresión 3.3.

$$p_z = 0.47 C_p V_D^2 \quad (3.3)$$

$$(p_z = 0.048 C_p V_D^2)$$

donde

C_p coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura; y

V_D velocidad de diseño a la altura z , definida en la sección 3.1.

3.3 Factores de presión

Los factores de presión C_p de la ec. 3.3, para el caso del método estático, se determinan según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con lo siguiente:

3.3.1 Caso I. Edificios y construcciones cerradas

Se consideran los coeficientes de presión normal a la superficie expuesta de la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Coeficiente C_p para construcciones cerradas

	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento ¹	-0.4
Paredes laterales	-0.8

Techos planos	-0.8
Techos inclinados lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados lado de barlovento ²	$-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8$
Techos curvos	ver tabla 3.5 y fig. 3.3

¹ La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel z igual a la altura media del edificio;

² θ es el ángulo de inclinación del techo en grados.

Tabla 3.5 Coeficientes de presión C_p para cubiertas en arco ¹

Relación $r = a/d$	A	B	C
$r < 0.2$	-0.9	—	—
$0.2 < r < 0.3$	$3r - 1$	$-0.7 - r$	-0.5
$r > 0.3$	$1.42r$	—	—

¹ Para cubiertas de arco apoyadas directamente sobre el suelo, el coeficiente de presión sobre la zona A deberá tomarse igual a $1.4r$, para todo valor de r .

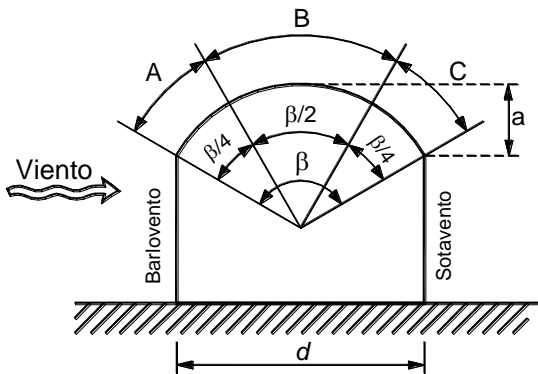


Figura 3.3 Cubiertas en arco

3.3.2 Caso II. Paredes aisladas y anuncios

La fuerza total sobre la pared o anuncio, suma de los empujes de barlovento y succiones de sotavento, se calculará a partir de la ecuación 3.3; se utilizará un factor de presión obtenido de las tablas 3.6, 3.7 y 3.8, según el caso (figuras 3.4 y 3.5).

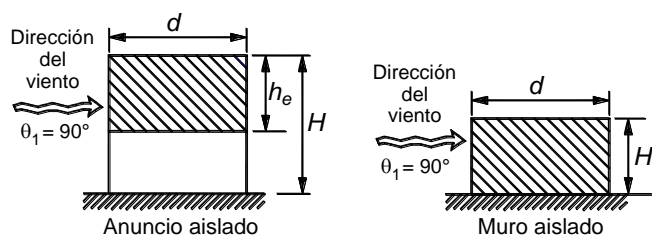
Tabla 3.6 Viento normal al anuncio o muro

Coeficiente de presión neta (C_p)

Anuncios		Muros
$0 < h_e/H < 0.2$	$0.2 \leq h_e/H \leq 0.7$	
$1.2 + 0.02 (d/h_e - 5)$	1.5	1.2

La tabla 3.6 se aplica para anuncios con $1 \leq d/h_e \leq 20$ y muros con $1 \leq d/H \leq 20$. Si d/h_e o d/H es mayor que 20, el coeficiente de presión será igual a 2.0.

En el caso de muros, si d/H es menor que 1.0, el coeficiente de presión también será igual a 2.0.



Nota: Si $h_e/H > 0.7$ el anuncio deberá tratarse como muro aislado

Figura 3.4 Dimensiones de muros y anuncios en dirección del viento

En el caso de anuncios, si d/h_e es menor que 1.0 y h_e/H mayor o igual que 0.2, el coeficiente de presión será igual a 2.0. Si h_e/H es mayor que cero pero menor que 0.2 entonces el coeficiente de presión se calculará con la expresión de la tabla 3.6. Para este fin la relación d/h_e se sustituirá por su valor inverso.

En el caso del viento a 45 grados la presión resultante es perpendicular al anuncio o muro y está aplicada con una excentricidad del centroide, según la distribución de presiones de la tabla 3.7. Dicha excentricidad no deberá tomarse menor que $d/10$.

Tabla 3.7 Viento a 45° sobre el anuncio o muro

Coeficiente de presión neta (C_p) en zonas de anuncios o muros					
Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento del anuncio o muro					
Anuncios			Muros		
0 a $2h_e$	$2h_e$ a $4h_e$	$> 4h_e$	0 a $2H$	$2H$ a $4H$	$> 4H$
3.0	1.5	0.75	2.4	1.2	0.6

Para las paredes y anuncios planos con aberturas, las presiones se reducirán con el factor dado por

$$\phi (2 - \phi)$$

donde ϕ es la relación de solidez del anuncio o muro.

Tabla 3.8 Viento paralelo al plano del anuncio o muro

Coeficiente de presión neta (C_p) en zonas de anuncios o muros					
Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento del anuncio o muro					
Anuncios			Muros		
0 a $2h_e$	$2h_e$ a $4h_e$	$> 4h_e$	0 a $2H$	$2H$ a $4H$	$> 4H$
± 1.2	± 0.6	± 0.3	± 1.0	± 0.5	± 0.25

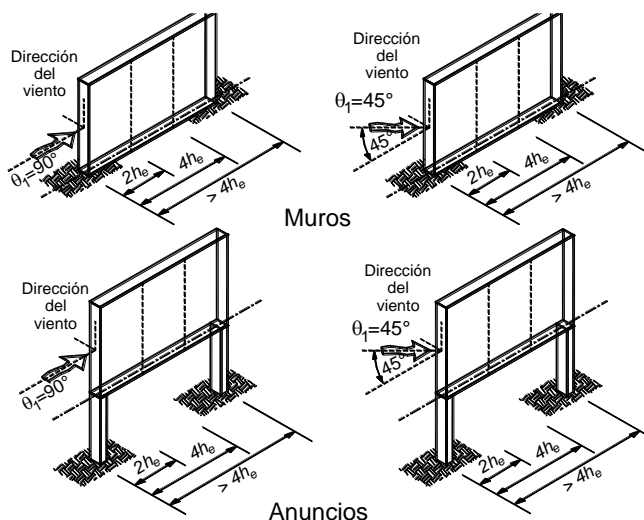


Figura 3.5 Acción sobre paredes aisladas o anuncios

3.3.3 Caso III. Estructuras reticulares

Para el diseño de estructuras reticulares como las formadas por traveses de alma abierta y armaduras a través de las que pasa el viento, se usará un coeficiente de presión igual a 2.0, cuando están constituidas por elementos de sección transversal plana y de 1.3 cuando los elementos constitutivos son de sección transversal circular.

Cuando se tengan marcos o armaduras en diversos planos, podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de sus miembros proporcionan a otros, siempre y cuando los miembros sean hechos a base de secciones planas. El factor de protección se calculará como

$$1 - 1.7 (\phi - 0.01x)$$

donde

x relación de la separación entre los marcos al peralte máximo de las armaduras o vigas; y

ϕ relación de solidez.

3.3.4 Caso IV. Chimeneas, silos y similares

Los coeficientes de presión varían en función de la forma de la sección transversal y de la relación de esbeltez de la estructura. Sus valores se especifican en la tabla 3.9.

En este tipo de estructuras además de los efectos estáticos, deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos calculados a partir de las disposiciones del Capítulo 5.

Tabla 3.9 Coeficientes de arrastre para chimeneas y silos

Forma de la sección transversal	Relación de esbeltez ¹		
	1	7	25
Cuadrada:			
Viento normal	1.3	1.4	2.0
Ángulo de incidencia 45°	0.9	1.2	1.6
Hexagonal u octagonal	1.0	1.2	1.4
Circular (superficie rugosa)	0.7	0.8	0.9
Circular (superficie lisa)	0.5	0.6	0.7

¹ La relación de esbeltez se define como la relación de la altura a lado menor de la estructura. Se interpolará linealmente para valores intermedios.

3.3.5 Caso V. Antenas y torres con celosía

Para el análisis de antenas y torres hechas a base de celosía, dichas estructuras se dividirán en un conjunto de tramos verticales. La fuerza horizontal resultante sobre cada tramo, en N (kg), se obtendrá por medio de la expresión

$$0.47 C_D V_D^2 A \quad (3.4)$$

(0.048 C_D V_D² A)

Donde

A área expuesta, en m²;

V_D velocidad de diseño definida en la sección 3.1; y

C_D coeficiente especificado en las tablas 3.10 a 3.12.

Los factores de arrastre, C_D, se calcularán para cada tramo y será válido sumar los efectos que el viento provoque en cada tramo. Se recomienda considerar por lo menos 10 tramos.

El coeficiente de arrastre se calculará para los casos que a continuación se señalan.

3.3.5.1 Antenas y torres sin accesorios

El coeficiente de arrastre, C_D , se tomará de las tablas 3.10, 3.11 ó 3.12 según el caso. En estas tablas, b será el ancho promedio de la sección transversal de la torre y V_D es la velocidad de diseño a la altura del tramo en cuestión. Además, en dichas tablas, se podrá interpolar linealmente para valores intermedios de $b V_D$ y de la relación de solidez ϕ .

Tabla 3.10 Coeficientes de arrastre para torres con miembros de lados planos

Torres de sección cuadrada		Torres de sección triangular equilátera	
Relación de solidez, ϕ	Viento normal a una cara	Viento actuando en una esquina	Viento en cualquier dirección
≤ 0.1	3.5	3.9	3.1
0.2	2.8	3.2	2.7
0.3	2.5	2.9	2.3
0.35	2.3	2.75	2.2
0.4	2.1	2.6	2.1
≥ 0.5	1.8	2.3	1.9

Tabla 3.11 Coeficientes de arrastre para torres con miembros de sección circular. Torres de sección cuadrada

Relación de solidez, ϕ	Flujo subcrítico $b V_D < 3 \text{ m}^2/\text{s}$		Flujo supercrítico $b V_D \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$	
	Viento normal a una cara	Viento incidiendo en una esquina	Viento normal a una cara	Viento incidiendo en una esquina
≤ 0.05	2.2	2.5	1.4	1.2
0.1	2	2.3	1.4	1.3
0.2	1.8	2.1	1.4	1.6
0.3	1.6	1.9	1.4	1.6
0.4	1.5	1.9	1.4	1.6
≥ 0.5	1.4	1.9	1.4	1.6

Tabla 3.12 Coeficientes de arrastre para torres con miembros de sección circular. Torres de sección triangular equilátera

Relación de solidez, ϕ	Flujo subcrítico $bV_D < 3 \text{ m}^2/\text{s}$		Flujo supercrítico $bV_D \geq 6 \text{ m}^2/\text{s}$	
	Viento en cualquier dirección			
≤ 0.05	1.8		1.1	
0.1	1.7		1.1	
0.2	1.6		1.1	
0.3	1.5		1.1	
0.4	1.5		1.1	
≥ 0.5	1.4		1.2	

3.3.5.2 Antenas y torres con accesorios

Los coeficientes de arrastre se calcularán de la siguiente manera:

- Cuando los accesorios se coloquen de manera simétrica en todas las caras, su área proyectada se agregará al área de los miembros de la torre y el coeficiente de arrastre se calculará según la sección 3.3.5.1.
- Cuando los accesorios no se coloquen de manera simétrica, el coeficiente efectivo de arrastre se determinará como sigue:

$$C_{DE} = C_D + \Sigma \Delta C_D \quad (3.5)$$

Donde

ΔC_D coeficiente de arrastre adicional debido a cada accesorio que se coloque en una cara, o que se localice en el interior de la torre; y

C_D se calculará según la sección 3.3.5.1.

El coeficiente adicional ΔC_D se calculará como:

$$\Delta C_D = 1.6 (A_r / A_z) \quad (3.6)$$

Donde

A_r área expuesta del accesorio colocado en la torre; y

A_z área total proyectada del tramo de torre en que se encuentra el accesorio.

3.3.5.3 Torres totalmente recubiertas

Para torres totalmente recubiertas, el coeficiente de arrastre se tomará igual al especificado para cuerpos estancos de igual geometría.

3.3.5.4 Antenas o torres con arriostramientos

Cuando se empleen antenas o torres con arriostramientos, el coeficiente de arrastre sobre éstos se calculará con la siguiente ecuación:

$$C_{DE} = 1.2 \text{ sen}^2\theta_1 \quad (3.7)$$

Donde θ_1 es el ángulo que se forma entre la dirección del viento y el eje del cable y se usará la velocidad de viento calculada a las dos terceras partes de la altura de conexión del cable con la torre.

3.4 Presiones interiores

Cuando las paredes de una construcción puedan tener aberturas que abarquen más de 30 por ciento de su superficie, deberá considerarse en el diseño de los elementos estructurales el efecto de las presiones que se generan por la penetración del viento en el interior de la construcción. Estas presiones se considerarán actuando uniformemente en las partes interiores de las paredes y techo y se determinarán con la ecuación 3.3, empleando los factores de empuje que se indican en la tabla 3.13, en función de la posición de las aberturas que puedan existir en las paredes de la construcción.

Tabla 3.13 Coeficiente C_p para presiones interiores

	C_p
Aberturas principalmente en la cara de barlovento	0.75
Aberturas principalmente en la cara de sotavento	-0.6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento	-0.5
Aberturas uniformes distribuidas en las cuatro caras	-0.3

3.5 Área expuesta

El área sobre la que actúa la presión calculada con la ecuación 3.3 se tomará igual a la superficie expuesta al viento proyectada en un plano vertical, excepto en techos y en elementos de recubrimiento en que se tomará el área total. La dirección de las presiones del viento será normal a la superficie considerada. Esta definición se aplica tanto para el método estático como el simplificado.

En superficies con vanos, como las estructuras reticulares, sólo se considerará el área proyectada de las partes sólidas. Cuando se tengan elementos reticulares en diversos planos podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de los miembros proporcionan a otros, mediante el criterio indicado en la sección 3.3.3.

En techos de diente de sierra, se considerará que la presión actúa sobre la totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los demás.

3.6 Coeficientes de presión para el método simplificado

Los coeficientes de presión a considerar en muros y techos de construcciones que cumplan con los requisitos para aplicar el método simplificado, se indican en la tabla 3.14. En las aristas de muros y techos se considerarán los coeficientes de presión en bordes que se indican en dicha tabla. Estos coeficientes de borde solamente se aplicarán para el diseño de los sujetadores en la zona de afectación indicada en la figura 3.6. El ancho de la zona de afectación a lo largo de los bordes de muros y techos será la décima parte de su dimensión menor (ancho o largo) o del total de su altura (si ésta resulta menor).

Tabla 3.14 Coeficientes de presión para el método simplificado

Superficie	C_p	C_p (en bordes)
Muros	± 1.45	± 2.25
Techos	± 2.1	± 3.4

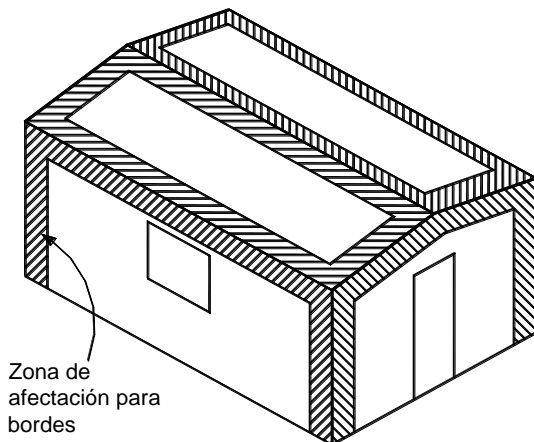


Figura 3.6 Zonas de afectación para el diseño de los sujetadores

4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE RECUBRIMIENTO

Se diseñarán con los criterios establecidos en este capítulo los elementos que no forman parte de la estructura principal y los que no contribuyen a la resistencia de la estructura ante la acción del viento, así como los que tienen por función recubrir la estructura. Cada elemento se diseñará para las presiones, tanto positivas (empujes) como negativas (succiones) que correspondan a la dirección más desfavorable del viento, calculadas con la expresión 3.3. Se usarán los coeficientes de presión de la tabla 4.1 para elementos ubicados en edificios de más de 20 m de altura, los de la tabla 4.2 para los que se encuentran en edificios de altura menor de 20 m, y los de la tabla 4.3 para cubiertas de arco. Para el diseño de parapetos, se empleará un coeficiente de presión calculado como

$$C_p = -3.0 + A/75 < -1.8 \quad (4.1)$$

donde A es el área tributaria del elemento a diseñar, en metros cuadrados.

Adicionalmente se considerarán los efectos de las presiones interiores, calculadas como se indica en la sección 3.4, para construcciones en cuyas paredes puede haber aberturas que abarquen más de 30 por ciento de la superficie. Cuando este porcentaje no exceda de 30 se considerará para el diseño de los elementos de recubrimiento un coeficiente de presión de ± 0.25 .

Tabla 4.1 Coeficientes de presión para elementos de recubrimiento en edificios cuya altura es mayor o igual a 20 m

Zona	Efecto	Coeficiente de presión, C_p
1	succión	$-1.1 < -1.2 + A/100 < -0.75$
	empuje	$0.8 < 1.1 - A/130$
2	succión	$-2 < -2.2 + A/150 < -1.3$
	empuje	$0.8 < 1.2 - A/130$
3	succión	$-2 + A/13 < -0.85$
4	succión	$-2.5 + A/20 < -1.75$
5	succión	$-4 + A/8 < -2$

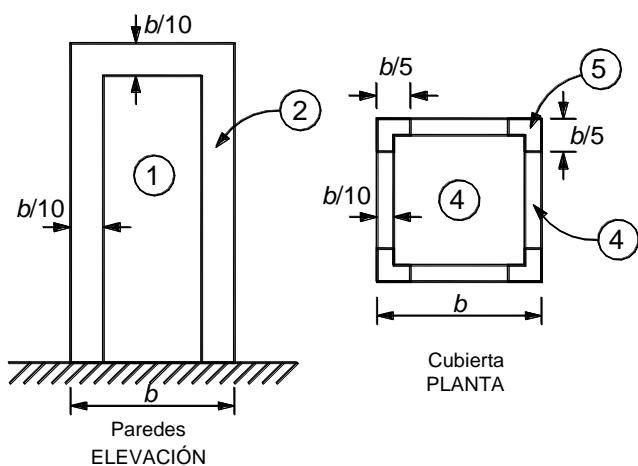


Figura 4.1 Elementos de recubrimiento en edificios con $H \geq 20$ m

Tabla 4.2 Coeficientes de presión para elementos de recubrimiento en edificios cuya altura es menor a 20 m

Zona	Efecto	Coeficiente de presión, C_p
1	succión	$-2 + A/50 < -1.1$
	empuje	$1.5 - A/100$

2	succión	$-1.4 + A/50 < -1.2$
3	succión	$-3.0 + A/10 < -2.0$
4	succión	$-1.4 + A/50 < -1.2$
	empuje	$1.3 - A/50 > 1.1$
5	succión	$-1.7 + A/35 < -1.4$
	empuje	$1.3 - A/50 > 1.1$

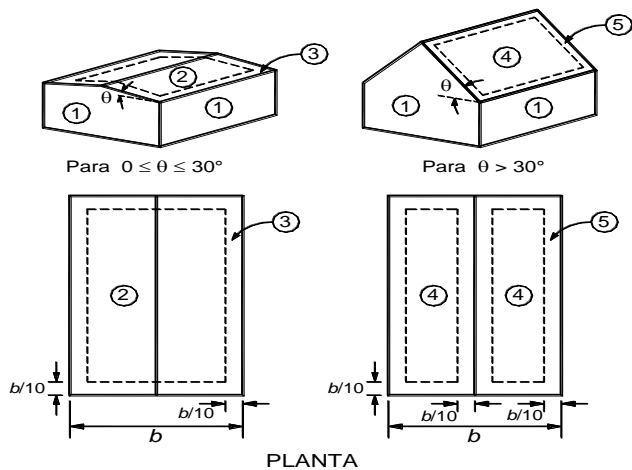


Figura 4.2 Elementos de recubrimiento en edificios con $H < 20$ m

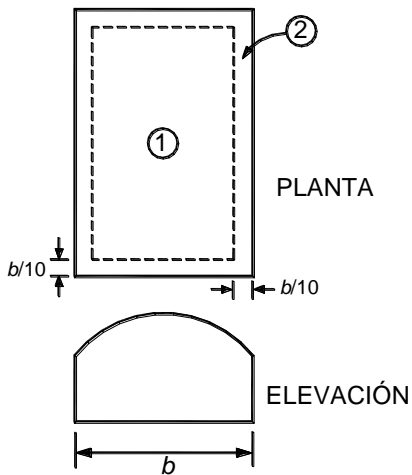


Figura 4.3 Elementos de recubrimiento en cubiertas en arco

Tabla 4.3 Coeficientes de presión para elementos de recubrimiento en cubiertas de arco. Multiplíquense los valores indicados en la tabla 3.5 por los siguientes factores:

Zona	Área tributaria, m^2
------	------------------------

	A ≤ 10	A > 10
1	1.2	1.15
2	1.4	1.3

5. EMPUJES DINÁMICOS PARALELOS AL VIENTO

En construcciones pertenecientes al Tipo 2, los efectos estáticos y dinámicos debidos a la turbulencia se tomarán en cuenta multiplicando la presión de diseño calculada con la ecuación 3.3 por un factor de amplificación dinámica determinado con la expresión:

$$G = 0.43 + g \sqrt{\frac{R}{C_e} \left(B + \frac{SF}{\beta} \right)} \geq 1 \quad (5.1)$$

Donde

$$g = \left(\sqrt{2 \text{Ln}(3600v)} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \text{Ln}(3600v)}} \right) \frac{1}{2.3} \geq 1.48 ;$$

$$v = n_o \sqrt{\frac{SF}{SF + \beta B}} ;$$

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{914/H} \left(\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{xb}{122}} \right) \left(\frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \right) dx ;$$

$$S = \frac{\pi}{3} \left(\frac{1}{1 + \frac{8n_o H}{3V_H}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{10n_o b}{V_H}} \right) ;$$

$$F = \frac{x_o^2}{(1+x_o^2)^{4/3}} ;$$

R es un coeficiente de exposición y C_e un factor correctivo que depende de la altura z, igual a $(z/a)^n$; z en m. Los valores de estos parámetros dependen de las condiciones de exposición descritas en la tabla 3.2 y se consignan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1
condición de exposición

Parámetros R, a y n según la

Exposición	R	a	n
R1	0.04	10	0.18

R2	0.08	10	0.28
R3	0.16	20	0.50
R4	0.34	33	0.72

$$x_o = (1220 n_o / V_H) ;$$

$$V_H = V_R \sqrt{R C_e} ;$$

- G factor de amplificación dinámica;
- g factor de respuesta máxima;
- R factor de rugosidad;
- B factor de excitación de fondo;
- S factor reductivo por tamaño;
- n_o frecuencia del modo fundamental de la estructura, Hz;
- H altura de la estructura, m;
- β Fracción del amortiguamiento crítico, igual a 0.01 en estructuras de acero, y 0.02 en estructuras de concreto;
- Ln logaritmo natural;
- F relación de energía en ráfaga; y
- C_e factor correctivo por exposición.

En edificios altos, se verificará que la aceleración debida a empujes dinámicos no sobrepase 0.04 de la aceleración de la gravedad.

En las figuras 5.1 a 5.4 se presentan gráficas para determinar los valores de B, S, F y g.

i

Figura 5.1 Parámetro B para calcular el factor de respuesta dinámica

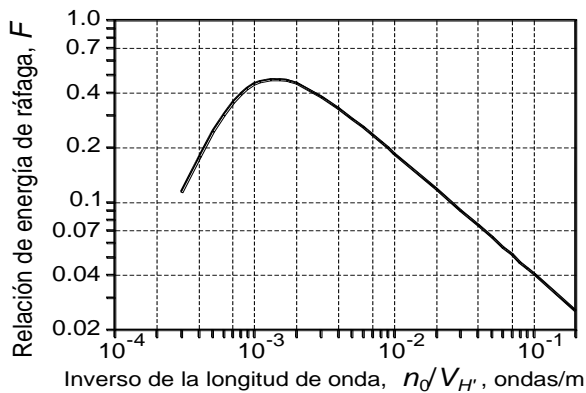


Figura 5.2 Parámetro F para calcular el factor de respuesta dinámica

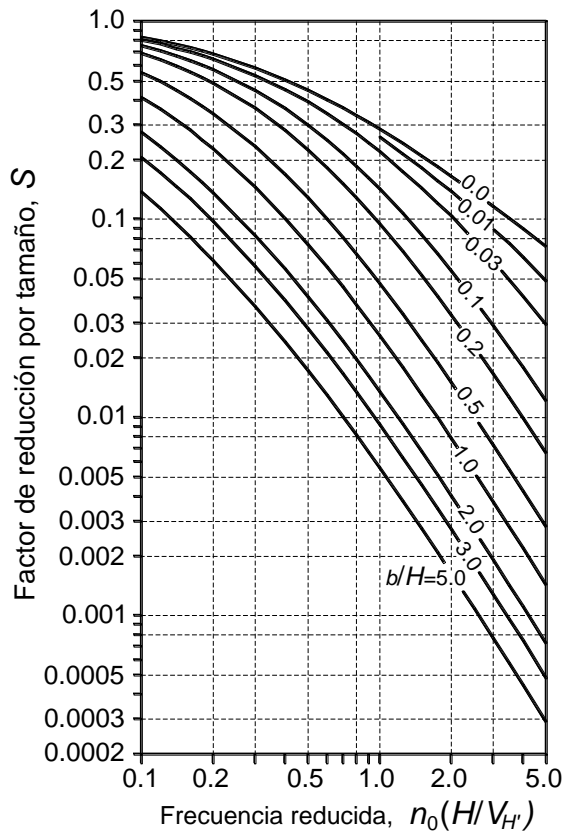


Figura 5.3 Parámetro S para calcular el factor de respuesta dinámica

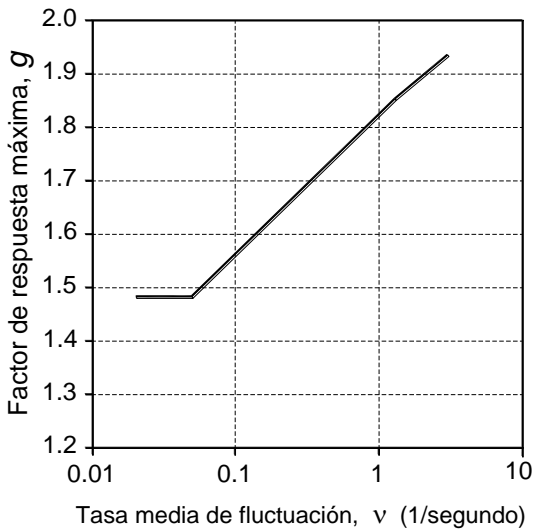


Figura 5.4 Parámetro g para calcular el factor de respuesta dinámica

6. EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS SOBRE ESTRUCTURAS PRISMÁTICAS

En el diseño de las estructuras Tipo 3 deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos generales y locales de las fuerzas perpendiculares a la dirección del viento causadas por vórtices alternantes.

6.1 Vibraciones generadas

Su efecto se presenta mediante fuerzas estáticas equivalentes perpendiculares a la acción del viento. Se determinará una fuerza F_L por unidad de longitud del eje de la pieza, con la ecuación 6.1.

$$F_L = \frac{C_T}{2\beta} 0.047 V_{cr}^2 d \quad (6.1)$$

$$\left(F_L = \frac{C_T}{2\beta} 0.0048 V_{cr}^2 d \right)$$

Donde

F_L fuerza por unidad de longitud, N/m (kg/m);

β Coeficiente de amortiguamiento de la estructura, como porcentaje del amortiguamiento crítico;

C_T factor de empuje transversal;

V_{cr} velocidad crítica del viento, m/s; y

d dimensión de la estructura paralela a la dirección del viento, m.

La velocidad crítica del viento, para la cual se generan los vórtices, se calculará para estructuras de sección circular como:

$$V_{cr} = 5n_o d \quad (6.2)$$

Donde n_o es la frecuencia natural de vibración de la estructura en el modo fundamental, en Hertz.

El factor de empuje transversal C_T podrá tomarse como 0.28 para estructuras de sección circular, a menos que se cuente con información que justifique valores menores.

6.2 Vibraciones locales

Para el diseño local en flexión perpendicular a la dirección del viento por efecto de vorticidad, de estructuras de pared delgada, tales como chimeneas, deberá considerarse la respuesta de cada anillo de ancho unitario, tomando cualquier altura de la estructura, a una fuerza alternante normal al flujo, con magnitud dada por la ecuación 6.1.

6.3 Omisión de efectos dinámicos de vorticidad

Los requisitos de las secciones 6.1 y 6.2 pueden omitirse en los siguientes casos:

- Quando por medio de observaciones en prototipos o en modelos representativos, se demuestre que la forma, dimensiones o acabado exterior de la estructura son tales que no pueden formarse vórtices importantes cuando actúan sobre ella vientos con velocidad menor o igual que la de diseño.

- b) Cuando el período fundamental de la estructura o miembro estructural en estudio difiera cuando menos en 30 por ciento de cualquier valor posible que puedan tener los vórtices alternantes, para velocidades menores o iguales a las de diseño. Esta condición se logra cuando la velocidad crítica, calculada para estructuras de sección circular con la ecuación 6.2, excede de

$$4\sqrt{p_z RC_z} \quad (6.3)$$

Para $z = H$

7. DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES

Se revisará que los desplazamientos relativos entre niveles consecutivos de edificios o entre secciones transversales de torres, causados por las fuerzas de diseño por viento, no excedan de los valores siguientes, expresados como fracción de la diferencia entre los niveles de piso o de las secciones transversales mencionadas:

- a) Cuando no existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares: 0.005;
- b) Cuando existan elementos de relleno que puedan dañarse como consecuencia de las deformaciones angulares: 0.002.

En todos los casos, en el cálculo de los desplazamientos relativos se podrá deducir la componente debida a la flexión general del edificio o la torre que se diseñen. Los efectos de segundo orden podrán despreciarse cuando en todos los entrepisos o segmentos verticales de la estructura se cumpla la condición

$$\psi < 0.08 \frac{V}{W} \quad (7.1)$$

Donde

- ψ Cociente del desplazamiento relativo entre dos niveles de piso o secciones horizontales, dividido entre la correspondiente diferencia de elevaciones;
- V fuerza cortante en el entrepiso o segmento en estudio; y
- W suma de las cargas viva y muerta por encima de dicho entrepiso o segmento.

8. REGLAMENTOS ALTERNATIVOS

Se aceptará el Manual de Obras Civiles de la CFE Diseño por Viento versión actualizada como reglamento alternativo para todo lo referente a diseño por viento de nuestro municipio. No es permitido mezclar criterios de los diferentes códigos aceptados.

TRANSITORIOS

ARTÍCULO PRIMERO. - La presente Norma Técnica Complementaria entrará en vigor a partir de su aprobación en sesión de ayuntamiento y al cuarto día de su publicación en el Periódico oficial de Gobierno del Estado.

ARTÍCULO SEGUNDO. - Se derogan todas las disposiciones administrativas que se opongan a la presente Norma Técnica Complementaria.

ARTICULO TERCERO. - Todo lo no previsto por la presente Norma Técnica Complementaria, será resuelto por la Comisión de PO y RS.

POR LO TANTO, CON FUNDAMENTO EN EL ARTÍCULO 70 FRACCIONES I Y V DE LA LEY ORGANICA MUNICIPAL; MANDO SE IMPRIMA, PUBLIQUE, CIRCULE Y SE LE DE EL DEBIDO CUMPLIMIENTO.

**DADO EN LA CIUDAD DE CELAYA, GTO. A LOS () _____ DÍAS DEL MES DE
_____ DEL AÑO () _____**

**ING. RAMON IGNACIO LEMUS MUÑOZLEDO
PRESIDENTE MUNICIPAL**

**LIC. FRANCISCO ISRAEL MONTELLANO RUEDA.
SECRETARIO DEL H. AYUNTAMIENTO**

