

REGLAMENTO DE LA LEY DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

**Publicado en el Periódico Oficial No. 16,
de fecha 10 de junio de 1976, Tomo LXXXIII, Sección Primera.**

TITULO A DISPOSICIONES GENERALES

CAPITULO I GENERALIDADES

ARTICULO I-1 ALCANCE

Este Reglamento regirá en el Estado de Baja California y sus disposiciones y especificaciones se aplicarán a toda construcción, reparación o instalación.

ARTICULO I-2 FACULTADES

La Secretaría de Obras y Servicios Públicos será quien vigile el cumplimiento y aplicación de las disposiciones del presente Reglamento, y para ello tendrá las siguientes atribuciones.

I.- Dictar las medidas necesarias para el exacto cumplimiento de este Reglamento, para que toda construcción y obras de urbanización tanto públicas como privadas, en terrenos Ejidales, Zona Federal o en la vía pública reúnan los requisitos indispensables de seguridad comodidad, higiene y estética.

II.- Ordenar inspecciones para llevar un mejor control en la ejecución y término de construcciones e instalaciones, así como del uso de predios, estructuras y edificios.

III.- Ordenar la suspensión y/o ejecutar demoliciones de obras, edificios e instalaciones en caso de no sujetarse a lo que establece este Reglamento.

IV.- Autorizar o negar de acuerdo a este Reglamento, la ocupación o el uso de un edificio, estructura o instalación, cuando no se ofrezca seguridad.

V.- Calificar las sanciones por no sujetarse a éste Reglamento.

La ejecución y aplicación de este Reglamento se efectuará através de sus Direcciones de Planeación y Arquitectura y Obras Públicas.

Las atribuciones delegadas serán ejercidas por las Residencias de Obras Públicas del Estado, en cada uno de los Municipios.

La mención que se haga de "Dirección" en este Reglamento será referente a la Dirección de Obras Públicas.

ARTICULO I-3 COMISIONES DE ESTUDIO

La Dirección creará comisiones para estudiar y proponer modificaciones a este Reglamento. Estas comisiones se integrarán una por cada Municipio, en la siguiente forma:

El Jefe de Obras Públicas Municipales.

Un Representante del Colegio de Ingenieros Civiles.

Un Representante del Colegio de Arquitectos.

El Residente de la Dirección quien fungirá como Presidente de la Comisión.

En caso de que en uno de los Municipios no existieran los Colegios de Ingenieros Civiles y de Arquitectos, la Asociación de Ingenieros Civiles y Arquitectos de ese Municipio, propondrán a un Arquitecto y a un Ingeniero Civil para integrar la Comisión correspondiente.

Cada miembro tendrá un suplente que se designará en la misma forma que el propietario.

La Dirección en el mes de Octubre de cada año solicitará de cada uno de los Colegios o Asociaciones, una terna con los nombres de los candidatos para representarlos. De ésta terna el Director elegirá el propietario y al suplente.

CAPITULO II LICENCIAS

ARTICULO II-1 NECESIDADES DE LICENCIAS

Para ejecutar cualquier obra, edificación, instalación pública o privada es necesario obtener licencia de la Dirección debiendo presentarse la solicitud de licencia por el poseedor, propietario o representante legal del propietario del predio cuando se trate de personas morales.

ARTICULO II-2 DOCUMENTOS

A la solicitud de licencias se deberán acompañar los siguientes documentos:

I.- Deslinde Catastral o constancia de entrega del terreno por parte del Fraccionamiento.

II.- Comprobantes de estar al corriente en el pago de las obligaciones fiscales del terreno, consumo de agua y obras de urbanización.

III.- Aprobación por cada una de las dependencias respectivas de los ordenamientos legales que en materia de instalaciones estén vigentes.

Cuando así lo crea conveniente la Dirección podrá exigir al solicitante la aprobación del proyecto de instalación eléctrica y del sistema contra incendio por parte de la Comisión Federal de Electricidad y del Cuerpo de Bomberos respectivamente.

IV.- Cinco tantos de los planos del proyecto de obra, en planos a escala debidamente acotados, especificados, con los signos técnicos convencionales, en los que deberá de incluir como mínimo:

1.- Ubicación.- Localización del predio de la manzana, de la construcción en el predio y orientación.

2.- Del uso a que se destinará la construcción.

3.- Planos Arquitectónicos.- Plantas de distribución y fachadas.

4.- Planos Estructurales.- Cimentación, entrepisos y elementos estructurales, con especificaciones de materiales.

5.- Planos de Instalaciones.- Hidráulica, Sanitaria, Eléctrica y cualquiera que de acuerdo con el proyecto sea requerido por la Dirección.

6.- Memoria de Cálculo.- La Dirección podrá exigir al solicitante las memorias de cálculo estructural y de instalaciones, debidamente firmadas por el responsable proyectista cuando así lo crea conveniente.

Todos los planos deberán llevar firmas autógrafas del propietario, del responsable proyectista y del Director de obra.

ARTICULO II-3 PAGOS

Toda licencia o permiso causará los derechos de acuerdo con las tarifas en vigor.

Si en un plazo de cuarenta días la licencia no se expidiera por falta de pago de los derechos, se destruirá la documentación correspondiente.

ARTICULO II-4 VIGENCIAS

La Dirección tiene atribuciones para fijar en forma discrecional, el plazo de vigencia de cada licencia de construcción; previa solicitud, se expedirán prorrogas al

vencimiento y en el caso de observarse una marcada lentitud en el desarrollo de una obra, la Dirección fijará una fecha límite, si no se cumple con este último plazo, la Dirección podrá fijar las sanciones que juzgue convenientes.

CAPITULO III RESPONSABLES

ARTICULO III-1 RESPONSABLE PROYECTISTA

Se llamará Responsable Projectista a la persona que realiza el trabajo de gabinete para desarrollar un proyecto.

El proyectista podrá mancomunar su responsabilidad con:

- 1.- Un responsable del proyecto estructural.
- 2.- Un responsable del proyecto arquitectónico.
- 3.- Un responsable del proyecto de instalaciones eléctricas.
- 4.- Un responsable del proyecto de instalaciones sanitarias.
- 5.- Un responsable de la instalación de gas.
- 6.- Un responsable del proyecto de aire acondicionado.
- 7.- Un responsable del diseño de montacargas o elevadores de personas.
- 8.- Un responsable del diseño de cualquier otra instalación.

En los planos y memorias de cálculos correspondientes, se señalará la responsabilidad mancomunada de los proyectistas.

Los responsables mancomunados al responsable proyectista deberán estar titulados, tener cédula profesional registrada en la Dirección General de Profesiones del Estado en la especialidad que el proyecto se refiere y pertenecer al colegio respectivo o asociación de profesionistas en caso de que éste no existiese en la localidad.

El proyecto deberá incluir:

- A).- Estudios preliminares e interpretación de estudios de campo.
- B).- Planos detallados.
- C).- Cálculos estructurales.

D).- Proyecto de instalaciones hidráulicas, eléctricas, de gas, aire acondicionado e instalaciones especiales.

E).- Especificaciones.

ARTICULO III-2 DIRECTOR DE OBRA

Se llamará Director de Obra a la persona que se responsabilice de la realización de un proyecto.

ARTICULO III-3 EMPRESA RESPONSABLE

En el caso de que el proyecto y/o la obra se realicen por medio de una empresa, la solicitud y documentación se presentarán firmadas por el propietario, los responsables y el representante de la empresa, la cual tendrá la responsabilidad solidaria por las violaciones que se cometan a éste Reglamento.

ARTICULO III-4 REQUISITOS PARA SER RESPONSABLE PROYECTISTA Y/O DIRECTOR DE OBRA

Para ser Responsable Proyectista y/o Director de obra será necesario cumplir los siguientes requisitos:

A).- Pertenecer al Colegio de Ingenieros Civiles o al Colegio de Arquitectos de la Localidad.

B).- Tener Registro de la Dirección de Profesiones del Estado, y de la Dirección General de Profesiones de la Secretaría de Educación Pública.

C).- Registrar su Cédula Profesional, domicilio, teléfono y firma en la Residencia Urbana que corresponda al lugar donde se efectúe el trabajo.

ARTICULO III-5 RESPONSABILIDAD DEL PROPIETARIO

El propietario de una obra esta obligado a:

1.- Ordenar la iniciación de la construcción hasta que se tenga la licencia de obra correspondiente.

2.- Ordenar la inmediata suspensión de los trabajos cuando así lo ordenare la Dirección.

3.- Avisar a la Dirección por escrito, la falta de supervisión adecuada por parte del director de obra.

4.- No permitir que a la instalación o al edificio se le dé un distinto uso del señalado en el permiso de construcción correspondiente sin autorización de la Dirección.

5.- Responder solidariamente ante la Dirección de las infracciones a éste Reglamento.

ARTICULO III-6 RESPONSABILIDAD DEL PROYECTISTA

El Responsable Projectista junto con sus corresponsables mancomunados queda obligado a elaborar los proyectos en los términos estipulados en éste Reglamento.

Los Responsables Projectistas deberán sujetarse a todo lo dispuesto en Reglamentos, normas y especificaciones; Municipales, Estatales y Federales, concernientes a construcción, edificaciones e instalaciones.

ARTICULO III-7 RESPONSABILIDAD DEL DIRECTOR DE OBRA

Es responsabilidad del director de obra junto con los firmantes mancomunados.

1.- Iniciar las obras hasta contar con el permiso correspondiente.

2.- Solicitar permiso por escrito a la Dirección, para efectuar cambios al proyecto aprobado.

3.- Suspender las obras en tanto no sean aprobadas las modificaciones propuestas.

4.- Cumplir con lo establecido en este Reglamento en lo referente a seguridad de los trabajadores que realizan la obra y de las personas o bienes que resulten afectados.

5.- Colocar en lugar visible de la construcción, un letrero que señale:

A).- Número de lote y manzana.

B).- Número de permiso de obra.

C).- Nombre de Responsable Projectista.

D).- Nombre del Director de obra y de la empresa que represente.

6.- Tener en el lugar de la construcción un juego de planos aprobados y copia de la licencia de obra durante toda la duración de ésta.

7.- Dar aviso de terminación de obra de acuerdo con lo establecido en el Artículo III-18.

8.- Exigir a las personas físicas o morales que realicen cualquier contrato de obra, el cumplimiento de sus obligaciones fiscales como causantes.

9.- Tener en la construcción un libro de obra foliado en el que se asentará cuando menos, lo siguiente:

A).- Fecha y firma del Director de obras de cada visita de inspección que haga, estas visitas serán cuando menos dos veces por semana y al inicio y terminación de cada una de las etapas siguientes:

Trazo, excavación, cimentación, desplante de muros y/o de elementos estructurales, techos, entrepisos e instalaciones.

B).- Fecha y firma de los inspectores de la Dirección, de la Secretaría de Salubridad y Asistencia, del Departamento de Obras Públicas Municipales y de la Secretaría de Industria y Comercio. De cada visita que efectúen, así como las observaciones pertinentes.

C).- Fechas y resultados de los ensayos de laboratorios de los concretos usados.

D).- Observaciones y órdenes del Director de obra al contratista o destajista cuando se ordenen cambios al proyecto autorizado y cuando lo considere conveniente.

ARTICULO III-8 RESPONSABILIDAD DE LA DIRECCION

La expedición de la licencia de obra no implica que la Dirección se responsabilice de los diseños técnicos estructurales de los proyectos ni de la construcción de éstos.

ARTICULO III-9 ARBITRAJE

La Dirección determinará las responsabilidades que se pudieran derivar por no sujetarse a este Reglamento.

ARTICULO III-10 REGISTRO DE RESPONSABLES

Los Responsables Proyectistas y los Directores de obra deberán registrar su domicilio, razón social (en caso de que lo hubiere) teléfono y firma, ante la Dirección en la Residencia que les corresponda, en un plazo de 60 (sesenta) días después de la publicación de este Reglamento.

En el mes de Enero de cada año, los Responsables Proyectistas y Directores de obra se presentarán en la Oficina de la Residencia Urbana que corresponda, a revalidar su registro de acuerdo con el Artículo III-4 de éste Reglamento.

Los cambios de dirección, razón social, teléfono, deberán notificar por escrito en un plazo de 30 (treinta) días después de efectuados éstos.

ARTICULO III-11 DIRECTOR SUBSTITUTO

Cuando un Director de Obras tuviere necesidad de abandonar temporal o definitivamente, la vigilancia de una obra, deberá comunicarlo a la Dirección designando al responsable que ha de substituirlo, con consentimiento expreso del propietario y del substituto por escrito.

ARTICULO III-12 CAMBIO DE DIRECTOR DE OBRA

Cuando el Director de Obra no desee seguir dirigiendo una obra o el propietario no desee que continúe dirigiéndola, dará aviso con expresión de los motivos a la Dirección, la que ordenará la inmediata suspensión de aquella, hasta que se designe nuevo responsable de obra.

ARTICULO III-13 OBRAS SIN RESPONSABLE TECNICO

Podrán ejecutarse con licencia expedida al propietario, sin responsiva al Director de Obra y/o proyectista las siguientes obras.

I.- Construcción de bardas interiores o exteriores con altura máxima de dos metros cincuenta centímetros.

II.- Limpieza, aplanados, pintura y rodapiés de fachadas.

III.- Construcción de fosas sépticas o albañales.

IV.- Apertura de claros de un metro cincuenta centímetros, como máximo en construcciones hasta de dos pisos, si no se afectan elementos estructurales.

V.- Arreglo o cambio de techos de azotea o entrepisos sobre vigas de madera cuando en la reparación se emplea el mismo tipo de construcción.

VI.- Edificaciones de una casa habitación con dimensiones máximas de 40 metros cuadrados y cuando sea por una sola vez en cada predio y para uso particular del propietario.

Para estos casos ningún caso será mayor de cinco metros en techo de madera y de tres metros para techo de losa de concreto. No se incluirán dentro de éste Artículo las edificaciones mayores de una planta.

ARTICULO III-14 INSPECTORES

La Dirección nombrará inspectores, que vigilen el cumplimiento de este Reglamento.

ARTICULO III-15 ATRIBUCIONES DE LOS INSPECTORES

Los inspectores, previa identificación, podrán entrar y revisar en edificios desocupados o en construcciones, en edificios peligrosos, en instalaciones y en predios en donde se estén ejecutando obras.

Los propietarios y los responsables de obra, así como sus representantes y dependientes, y los ocupantes de predios, edificios, estructuras, obras en construcción, obras de demolición y cualesquiera otras instalaciones, deberán permitir la inspección de las mismas.

El inspector podrá requerir la exhibición de documentos relativos a la obra o instalación, así como expedir citatorios, para que el propietario o responsable, acuda a la Residencia a acreditar el cumplimiento del Reglamento.

ARTICULO III-16 OBSERVACIONES DE LOS INPECTORES

Los inspectores anotarán en el libro de obra la fecha de la visita y las observaciones de los inspectores a que haya lugar.

ARTICULO III-17 FE PUBLICA

En lo relativo a citatorios y requerimientos, los inspectores están investidos de fé publica.

ARTICULO III-18 AVISO DE DETERMINACION DE OBRA Y AUTORIZACION DE OCUPACION

En construcción tipo habitación unifamiliar deberá darse aviso por escrito a la Dirección de la terminación y ocupación de obra.

En las demás construcciones el propietario deberá avisar por escrito la terminación de obra y solicitar la autorización para su ocupación.

La Dirección extenderá la autorización de ocupación previa inspección para comprobar que la obra es apta de usarse para el fin que se señalo en la licencia de construcción. La autorización de ocupación no releva de responsabilidades al propietario, proyectista y director de obra por las violaciones que se hayan cometido en el desarrollo de la misma.

CAPITULO IV SANCIONES

ARTICULO IV-1 CLASIFICACION

Se establecen las siguientes sanciones, por incumplimiento de este reglamento.

- A).- Suspensión de obra.
- B).- Cancelación de licencia de construcción.
- C).- Multa.
- D).- Cancelación de registro de responsable.
- E).- Demolición.

ARTICULO IV-2 SUSPENSION DE OBRA

Se ordenará la suspensión.

- I.- Por ejecutar una obra o parte de ella sin la licencia necesaria.
- II.- Por incurrir en falsedad en los datos consignados en la solicitud de licencia, que de otra manera no hubiera sido concedida.
- III.- Por omitirse en la solicitud de licencia la declaración de que el inmueble este sujeto a las disposiciones sobre protección y conservación de monumentos arqueológicos o históricos, de poblaciones típicas y lugares de belleza natural.
- VI.- Por ejecutarse una obra modificando el proyecto, las especificaciones o los procedimientos aprobados.
- V.- Por ejecutarse una obra sin el responsable requerido.
- VI.- Por carecerse en la obra del libro de registro de inspecciones o por omitirse en el, los datos requeridos en este Reglamento o por la Dirección de Obras Públicas.
- VII.- Por no tomar las precauciones o no hacer las instalaciones necesarias para proteger la vida de las personas o los bienes públicos o privados.
- VIII.- Por reincidir en no cumplir un requerimiento técnico o administrativo de la Dirección.
- IX.- Por impedir u obstaculizar al personal de la Dirección en el cumplimiento de sus funciones.

X.- Por usar u ocupar una obra o parte de ella sin haber sido autorizada.

XI.- Por infracciones graves al Reglamento no comprendidas en éste Artículo o criterio de la Dirección.

En toda orden de suspensión se señalará el plazo en que la infracción cometida deba ser reparada.

ARTICULO IV-3 CANCELACION DE LICENCIA DE CONSTRUCCION

Si en el plazo señalado en la orden de suspensión no se hacen desaparecer las causas que dieron lugar a ésta, la Dirección cancelará la licencia de construcción de lo cuál se notificará al propietario por correo certificado.

ARTICULO IV-4 MULTAS

La Dirección de Obras Públicas, podrá a su arbitrio imponer las siguientes multas:

A).- De \$200.00 a \$50,000.00 en los siguientes casos:

I.- Por no dar aviso dentro de los 5 días hábiles siguientes a la terminación o suspensión de los trabajos de construcción.

II.- Por no cumplir con las disposiciones de conservación de edificaciones o instalaciones.

III.- Por ocupar una obra terminada sin el permiso necesario.

IV.- Por incumplir un citatorio o requerimiento de la Dirección.

V.- Por dejar de solicitar la revisión anual de pruebas de seguridad, en los centros de reunión, salas de espectáculos u hospitales.

VI.- Por carecer de los equipos del sistema hidráulico, sanitario o contra incendios en obras terminadas o tenerlos incompletos o descompuestos.

VII.- Por cada una de las infracciones enumeradas en el Artículo anterior IV-2.

VIII.- Por infracciones al Reglamento no comprendidas en este Capítulo.

B).- El pago de las multas, no liberan al infractor de cumplir con la obligación que dio lugar a la sanción.

ARTICULO IV-5 SUSPENSION Y CANCELACION DE REGISTRO DE RESPONSABLE

A).- No se concederán nuevas licencias de construcción a responsables proyectistas o responsables directores de obras, en tanto que no hayan cumplido con las instrucciones, requerimientos o pagado las multas impuestas a ellos por la Dirección.

B).- Se suspenderán por un periodo de 6 meses en el registro de responsables proyectistas o responsable director de obra a quien proporcione datos falsos en una solicitud de licencia.

La suspensión comenzará a correr a partir de la notificación que se haga al responsable, por correo certificado con acuse de recibo.

La Dirección de Obras Públicas, podrá cancelar el registro de responsable en los casos siguientes:

I.- Cuando el responsable reincida en aportar datos falsos en solicitudes de licencia.

II.- Por ausencia de cualquiera de los requisitos señalados en el Artículo III-4 y en cualquier otro caso de infracción grave a este Reglamento a criterio de la Dirección de Obras Públicas.

ARTICULO IV-6 DEMOLICIONES

Se ordenará la demolición parcial o total de obras o instalaciones.

A).- Por no cumplir con las indicaciones o especificaciones técnicas de este Reglamento.

B).- Por no cumplir con las restricciones establecidas en el plano Regulador y dictadas por la Dirección de Planeación y Arquitectura.

C).- Por construir sin ajustarse a los planos aprobados.

D).- Porque los materiales utilizados no reúnen las normas de calidad.

ARTICULO IV-7 OBRAS REALIZADAS SIN LICENCIA

Se podrán regularizar las obras ejecutadas, total o parcialmente sin licencia, cuando el propietario cumpla con los siguiente:

I.- Pagar la sanción que se imponga.

II.- Tramitar el permiso de construcción de acuerdo con lo indicado en el Artículo II-2.

III.- Si a juicio de la Dirección la obra amerita modificaciones, las exigirá al propietario fijándole un plazo para su ejecución, de manera que se cumpla con las disposiciones de este Reglamento.

ARTICULO IV-8 EJECUCION DE TRABAJOS POR LA DIRECCION

Si el obligado no cumple las disposiciones dictadas por la Dirección, esta podrá hacerlas cumplir con personal propio o contratado para ese efecto. Los gastos hechos con ese motivo serán a cargo del obligado. En caso de necesidad la Dirección podrá hacerlo exigible por medio del procedimiento administrativo de ejecución que establece el Código Fiscal del Estado y solicitar el auxilio de la fuerza pública para hacer efectivas sus determinaciones.

ARTICULO IV-9 RECURSOS DE INCONFORMIDAD

Contra las resoluciones dictadas por la Dirección los afectados podrán interponer el recurso de inconformidad.

El término para la interposición de recursos será de cinco días hábiles, contados a partir de la fecha en que se notifique la resolución o la sanción. El escrito en que se interponga el recurso deberá presentarse en la Residencia de Obras Públicas correspondiente y deberán acompañarse todas las pruebas documentales procedentes.

Las pruebas periciales, testimoniales o de inspección deberán ofrecerse en ese escrito y la Residencia dictará las medidas necesarias, para que sean desahogadas en un término de 10 días. Desahogadas las pruebas o concluido el término, dictará la resolución en un plazo no mayor de 10 días.

TITULO B. VIAS PUBLICAS

CAPITULO V VIAS PUBLICAS Y OTROS BIENES DE USO COMUN Y DE SERVICIO PUBLICO

ARTICULO V-1 GENERALIDADES

Vía pública es todo espacio de uso común que por disposición de la Ley se encuentra destinado al libre tránsito así como todo inmueble que de hecho se utilice para este fin. Teniendo por objeto también el servir para la ventilación, iluminación y asoleamiento de los edificios que la limitan, o dar acceso a los predios colindantes, o en su defecto para alojar cualquier instalación de una obra o servicio público.

Este espacio está limitado por la superficie engendrada por la generatriz vertical que sigue el alineamiento oficial o el lindero de dicha vía pública.

ARTICULO V-2 PRESUNCION DE VIA PUBLICA

Todo inmueble que aparezca como vía pública en algún plano o registro oficial existente en cualquiera de las Dependencias del Gobierno Federal, Estatal y Municipal, Empresa Descentralizada, Museo, Biblioteca o cualquier Dependencia Oficial se presumirá que es vía pública y que pertenecen al Gobierno salvo prueba plena en contrario.

ARTICULO V-3 REGIMEN DE LAS VIAS PUBLICAS

Las vías públicas, son imprescriptibles e inalienables y únicamente por Decreto del Congreso del Estado en casos determinados y justificados podrán cesar estas limitaciones.

ARTICULO V-4 VIAS PUBLICAS PROCEDENTES DE FRACCIONAMIENTOS

Aprobado un fraccionamiento de acuerdo con las disposiciones legales relativas, los inmuebles que en el plano oficial aparezcan como destinados a vías públicas, al uso común o algún servicio público, pasarán por ese solo hecho a ser consideradas como tales sujetándose a lo dispuesto en el Reglamento de Fraccionamientos vigentes en el Estado.

ARTICULO V-5 LICENCIA PARA CONSTRUCCIONES EN VIA PUBLICA

La ocupación de vía pública es atribución de la Autoridad Municipal, y las construcciones en vías públicas deberán sujetarse a lo que establece el presente Reglamento.

ARTICULO V-6 PERMISOS Y CONCESIONES

Los permisos o concesiones que la autoridad otorgue para aprovechar con determinados fines las vías públicas y otros bienes de uso común o destinados a un servicio público, no crean a favor del permisionario o concesionario derecho real o pesesorio. Tales permisos o concesiones serán siempre temporales y revocables, y en ningún caso podrán otorgarse en perjuicio del tránsito, de acceso a los predios colindantes o de los servicios públicos instalados.

ARTICULO V-7 DAÑOS EN VIAS O SERVICIOS PUBLICOS

Cuando por la ejecución de una obra, por el uso de vehículos, objetos, substancias u otras cosas peligrosas ó por cualquiera otra causa se produzcan daños a cualquier vía o servicio público, obra o instalación perteneciente al Estado, o Municipio que existan en una vía pública o en otro inmueble de uso común, la reparación inmediata de los daños serán por cuenta del dueño de la obra, vehículo, objeto, o substancia, que haya, causado

esto. Si el daño es causado por el titular de una concesión o permiso ó sus dependientes podrá suspenderse dicha concesión o permiso hasta que el daño sea reparado a satisfacción de la Dirección.

ARTICULO V-8 VOLADIZOS Y SALIENTES

Ningún elemento estructural o arquitectónico situado a una alguna altura menor de dos metros cincuenta centímetros podrá sobresalir del alineamiento. Los que se encuentren en mayor altura se sujetarán a lo siguiente:

I.- Los elementos arquitectónicos que constituyen el perfil de una fachada como pilastras, sardineles, marcos de puertas y ventanas, repisones, cornisas y cajas, podrán sobresalir del alineamiento hasta diez centímetros.

II.- Los balcones abiertos podrán sobresalir del alineamiento hasta un metro, siempre que ninguno de sus elementos esté menos de dos metros de una línea de transmisión eléctrica, en la misma forma las hojas de ventanas podrán abrirse al exterior; cuando la acera tenga una anchura menor de un metro cincuenta centímetros, la Dirección fijará las dimensiones del balcón.

III.- Las rejas en las ventanas podrán sobresalir del alineamiento hasta quince centímetros.

IV.- Las marquesinas podrán sobresalir del alineamiento, el ancho de la acera disminuido en un metro.

V.- Las cortinas de sol serán enrollables o plegadizas.

Cuando estén desplegadas se sujetarán a los lineamientos dados para las marquesinas.

VI.- Los toldos de protección frente a la entrada de los edificios, se colocarán sobre estructuras desmontables, pudiendo sobresalir del alineamiento el ancho de la acera disminuido en cincuenta centímetros.

ARTICULO V-9 BAJADAS PLUVIALES

Los techos, balcones, voladizos y, en general cualquier saliente, deberá drenarse de manera que se evite la caída del escurrimiento de agua sobre la acera o sobre predios colindantes.

ARTICULO V-10 INVASION DE LA VIA PUBLICA

El que invada la vía pública con construcciones o instalaciones aéreas o subterráneas, estará obligado a destruirlas o retirarlas.

El invasor deberá pagar una renta fijada por la autoridad Municipal por el tiempo que dure la invasión.

En caso de que las construcciones o instalaciones se hayan ejecutado antes de la vigencia de este Reglamento, se podrá regularizar su situación, pero la ocupación se considerará transitorio y deberá desaparecer cuando lo disponga la Dirección.

ARTICULO V -11 PROHIBICION DE USO

Se prohíbe:

I.- Usar la vía pública para aumentar el área de un predio o de una construcción, tanto en forma aérea como subterránea.

II.- Usar las vías públicas para establecer puestos comerciales de cualquier clase que sean o usarlas con fines conexos a algunas negociaciones.

III.- Producir en la vía pública ruidos molestos al vecindario.

IV.- Colocar postes o kioscos para fines de publicidad.

V.- Instalar aparatos y botes de basura cuando se instalación entorpezca al tránsito en arroyos o aceras.

ARTICULO V-12 RETIRO DE OBSTACULOS

La Dirección y/o la autoridad Municipal dictará las medidas administrativas necesarias para obtener, mantener o recuperar la posesión de las vías públicas y demás bienes de uso común o destinados a un servicio público y para remover los obstáculos, impedimentos o estorbos para el uso o destino de dichos bienes.

Quienes estorben el aprovechamiento de las vías o de los bienes mencionados, además de las responsabilidades en que incurran, perderán las obras que hubieran ejecutado y éstas podrán ser destruidas a su costa.

ARTICULO V-13 CARGA Y DESCARGA DE MATERIALES

Los vehículos que carguen y descarguen materiales podrán estacionarse en la vía pública, de acuerdo con los horarios que fije la Dirección de Tránsito y Transportes del Estado y/o el Departamento de Tránsito Municipal.

ARTICULO V-14 SEÑALES PREVENTIVAS PARA OBRAS

Los escombros, excavaciones y cualquier obstáculo provisional para el tránsito en la vía pública, serán señalados con banderas y letreros durante el día y con señales luminosas claramente visibles durante la noche.

ARTICULO V-15 ALINEAMIENTO OFICIAL

El alineamiento oficial es la línea que las autoridades competentes fijan para limitar una propiedad en su colindancia con la vía pública existente o en proyecto.

ARTICULO V-16 DESLINDE CATASTRAL

La Dirección General de Catastro del Estado está obligada a expedir a solicitud del propietario de un predio, el Acta de Deslinde Catastral en la que se señalarán las dimensiones y colindancias de éste, con las propiedades vecinas y con la vía pública.

ARTICULO V-17 NECESIDADES DE DESLINDE

No habrá obligación de expedir licencia de construcción, modificación o ampliación en predios que no presenten constancia de deslinde catastral ni cumplan con lo establecido en la Ley del Plan Regulador de la Ciudad y en el Reglamento de Fraccionamientos.

ARTICULO V-18 MODIFICACION DE LINDERO

Si entre la expedición del deslinde y la tramitación de la licencia de construcción se hubiere modificado aquel, el proyecto de construcción deberá sujetarse al nuevo deslinde.

ARTICULO V-19 RAMPAS EN ACERAS

Los cortes en aceras y en guarniciones, para la entrada de vehículos a predios, no deberán entorpecer ni hacer molesto el tránsito de peatones, la Dirección puede prohibirlos y ordenar el empleo de rampas móviles. Queda prohibida la construcción de escalones en vía públicas.

ARTICULO V-20 BANQUETAS Y GUARNICIONES

Los propietarios de predios urbanos podrán construir las guarniciones y banquetas correspondientes al frente de sus lotes previa autorización de la Dirección.

CAPITULO VI

INSTALACIONES AEREAS Y SUBTERRANEAS

ARTICULO VI-1 INSTALACIONES PARA SERVICIOS PUBLICOS

Toda instalación aérea o subterránea para servicios públicos deberá ser alojada en el lugar que señale la Dirección. Las instalaciones subterráneas para los servicios públicos de teléfonos, alumbrado, semáforos, energía eléctrica, y cualesquiera otra, que sea necesaria, deberán localizarse a lo largo de aceras o camellones; cuando se localicen en las aceras, deberán quedar alojadas dentro de una faja limitada por la guarnición y una línea paralela al alineamiento a 1.00 m. de distancia de éste.

ARTICULO VI-2 SEGURIDAD Y CONSERVACION

Los propietarios de postes o instalaciones localizadas en vía pública están obligados a conservarlos en buenas condiciones.

La Dirección por razones de seguridad podrá ordenar su cambio de lugar o supresión, estando obligados sus propietarios a hacerlo por su cuenta dentro del plazo que se les fije, en caso contrario lo hará la Dirección con cargo al responsable directo.

ARTICULO VI-3 INSTALACIONES PROVISIONALES

La Dirección podrá autorizar instalaciones provisionales cuando a su juicio haya necesidad de las mismas fijando el máximo plazo de duración. Sólo en caso de fuerza mayor cuando se trate de un servicio público podrán hacerse dichas instalaciones y solicitar la autorización correspondiente a un plazo de tres días del inicio de las actividades.

ARTICULO VI-4 REMOCION DE INSTALACIONES

Las personas físicas o morales, particulares o públicas, organismos descentralizados o empresas de participación estatal que ocupen o utilicen vías públicas u otros bienes de uso común o de servicio público, estarán obligados a mover sus instalaciones, obras o servicios, sin cargo alguno en contra del Estado cuando este ejecute obras que requieran su movimiento.

Así mismo la Dirección ordenará la remoción y/o renovación depostes o instalaciones cuando lo juzgue conveniente, señalando el plazo para su ejecución.

ARTICULO VI-5 COLOCACION DE POSTES O INSTALACIONES

Los postes o instalaciones de colocarán dentro de la acera a una distancia mínima de cuarenta centímetros del borde de la guarnición al punto más próximo del poste o

instalación. En las vías públicas en que no haya acera, los interesados solicitarán de la Dirección, el trazo de la guarnición y anchura de la acera.

En las aceras con anchura menor de un metro quince centímetros o en callejones con anchura menor de tres metros sesenta centímetros, los postes o instalaciones se colocarán como lo indique la Dirección.

ARTICULO VI-6 RETENIDAS

Se prohíbe colocar cables de retenidas a menos de dos metros cincuenta centímetros de altura, sobre el nivel de la banquetta y cuatro metros sobre el punto más alto del arroyo de la calle, cuando invadan el espacio aéreo de éstas.

Las ménsulas, alcayatas o cualquier apoyo semejante, de los que se usan para el ascenso a los postes, no podrán fijarse a menos de dos metros cincuenta centímetros sobre el nivel de la banquetta.

ARTICULO VI-7 CAMBIO DE INSTALACIONES A SOLICITUD DE PARTICULARES

Cuando el propietario de un predio pida la remoción de un poste o instalación, que se encuentre frente a su propiedad dicha remoción se hará por el propietario del poste o instalación con cargo al solicitante. La nueva ubicación de la instalación deberá ser autorizada por la Dirección.

ARTICULO VI-8 LIBRAMIENTO

El libramiento de las líneas aéreas de energía eléctrica, teléfono, telégrafo, etc., deberá estar a una altura mínima de 4.17 metros o la indicada por la Dirección.

TITULO C. ESPECIFICACIONES GENERALES

CAPITULO VII ESPECIFICACIONES

ARTICULO VII-1 ZONIFICACION

En toda construcción la Dirección solicitará a la Dirección de Planeación y Arquitectura, las características de las instalaciones y/o de los edificios y los lugares en que estos puedan autorizarse según sus diferentes clases y usos, así como la posición de la construcción dentro del terreno.

Las licencias y permisos que se otorguen deberán sujetarse a esas especificaciones.

ARTICULO VII-2 PROTECCION A ZONAS HISTORICAS O BELLEZA NATURAL

Toda edificación deberá sujetarse a las Leyes Federales y a las disposiciones que dicte la Dirección materia de protección y conservación de monumentos arqueológicos históricos, poblaciones típicas, edificaciones antiguas o tradicionales y lugares de belleza natural.

ARTICULO VII-3 MATERIALES

Los materiales que se especifiquen en el proyecto, deberán ser de la especie y calidad que se requieran para el uso a que se destina cada parte del mismo, sujetándose para ello a las disposiciones de este Reglamento. (Artículos XV-1 XV-2 XV-3 XV-4).

ARTICULO VII-4 CONSTRUCCIONES PROVISIONALES

Se llamará construcción provisional a toda instalación ó edificio, construido para ser removido en un plazo no mayor de seis meses, y deberán ser higiénicas, tener buen aspecto, conservándose en buen estado y contar con las máximas seguridades.

ARTICULO VII-5 ELEVADORES

Toda edificación con una altura mayor de tres metros sobre el nivel de la planta baja deberá tener por lo menos en servicio un ascensor para transportación de personas, con capacidad suficiente al uso autorizado para la edificación.

ARTICULO VII-6 CASAS MOVILES

La unidad habitacional diseñada para ser remolcada e instalada transitoriamente en un predio, se denominará casa móvil la instalación o relocalización de una casa móvil requerirá licencia de la Dirección.

CAPITULO VIII USOS PELIGROSOS MOLESTOS O MALSANOS

ARTICULO VIII-1 DEFINICION

Para los efectos previstos en el presente capítulo serán considerados como usos que originen peligro, insalubridad o molestia, entre otros, los siguientes:

I.- Producción, almacenamiento, depósito, venta o manejo de sustancias o de objetos tóxicos, explosivos, inflamables, o de fácil combustión.

II.- Excavación de terrenos, depósitos de escombros o basuras, exceso o mala aplicación de cargas a las construcciones.

III.- Los que produzcan humedad, salinidad, corrosión, gases, humo, polvo, emanaciones, ruidos, trepidaciones, cambios sensibles de temperaturas, malos olores u otros efectos perjudiciales o molestos para las personas, o que puedan causar daños a las propiedades.

IV.- Los demás que establecen el Código Sanitario y los Reglamentos respectivos.

ARTICULO VIII-2 AUTORIZACION

La Dirección no autorizará usos peligrosos, insalubres o molestos, de edificios, estructuras o terrenos, dentro de las zonas en las que los considere inconveniente.

En caso de encontrar en uso los lugares señalados, con base en un dictamen técnico, se ordenará la ejecución de las obras, adaptaciones u otros trabajos, que sean necesarios para hacer cesar dichos inconvenientes, dentro del plazo que para ello se señale.

CAPITULO IX

ALTURA DE LAS EDIFICACIONES Y ESPACIOS SIN CONSTRUIR

ARTICULO IX-1 ALTURA MAXIMA

Ningún punto de edificio podrá estar a mayor altura que 1.75 veces su distancia al parámetro vertical correspondiente al alineamiento opuesto de la calle.

En plazas y jardines, el alineamiento opuesto se localizará a cinco metros de la guarnición o en el límite interior de la acera si esta tiene más de cinco metros de anchura.

ARTICULO IX-2 ALTURA MAXIMA DE EDIFICACIONES EN ESQUINAS DE CALLES CON ANCHOS DIFERENTES

En el caso de edificaciones en esquinas de calles con anchos diferentes, la altura de la fachada en el alineamiento de la calle angosta podrá ser la de la fachada en el alineamiento de la calle ancha, hasta una distancia equivalente a vez y media la anchura de la calle angosta, medida a partir de la esquina.

ARTICULO IX-3 ESPACIOS SIN CONSTRUIR Y AREAS DE DISPERSION

Los edificios deberán tener los espacios sin construir que sean necesarios para lograr una buena iluminación y ventilación.

En la planta de hoteles, oficinas y escuelas debe dejarse como área de dispersión mínima en vestíbulos, patios, plazas o pasillos el uno por ciento de la suma de áreas construidas.

En las salas de espectáculos, centros de reunión y similares, el área de dispersión será por lo menos de veinticinco decímetros cuadrados por concurrente, debiendo quedar adyacente a la vía pública por lo menos la cuarta parte de la dicha área, pudiendo suministrar hasta tres cuartas partes correspondientes en vestíbulos interiores.

En salas de espectáculos cuyo cupo no esté definido, así como en los templos, para los efectos de este Artículo se supondrá un concurrente por cada cincuenta decímetros cuadrados de la sala de reunión.

En los edificios industriales, la Dirección fijará las limitaciones propias en cada caso.

Las áreas de dispersión en edificios de uso mixto serán por lo menos iguales a la suma de las que se requieran para cada fin, salvo que se demuestre que no existe superposición de horarios en su funcionamiento.

CAPITULO X DISPOSICIONES GENERALES EN MATERIA DE SERVICIOS

ARTICULO X-1 AGUA POTABLE

Toda construcción deberá estar conectada a la red general de agua potable, en caso de no existir ésta deberá contar con un almacenamiento y sistema de red interior que garantice el suministro por un mínimo de 48 horas.

ARTICULO X-2 ALCANTARILLADO DE AGUAS NEGRAS

Toda construcción deberá estar conectada a la red general de aguas negras, en caso de no existir ésta deberá contar con fosa séptica y pozo de absorción de la capacidad necesaria.

ARTICULO X-3 ALCANTARILLADO PLUVIAL

Ninguna descarga pluvial podrá estar conectada al sistema de alcantarillado de aguas negras de la ciudad; debiendo descargar directamente a la vía pública en los términos del artículo IV-9.

ARTICULO X-4 INSTALACION ELECTRICA

Toda edificación deberá cumplir con las disposiciones legales sobre la materia. Cuando la Dirección lo considere conveniente, los planos de instalación eléctrica deberán estar firmados por un Ingeniero Electricista que reúna los requisitos señalados en el Artículo III-1.

Por motivos de seguridad se instalará un sistema eléctrico de emergencia en: Hospitales, Salas de Espectáculos, Auditorios, Hoteles y en general en todos aquellos locales en donde exista concentración de personas, o ascensores para público. El sistema de emergencia será tal que satisfaga las condiciones de seguridad.

ARTICULO X-5 SISTEMAS CONTRA INCENDIO

Todas las contribuciones excepto las unifamiliares deberán contar con sistemas contra incendio, el proyecto e instalación deberá ser aprobado por el cuerpo de bomberos del Municipio.

ARTICULO X-6 BASURA

Los edificios de todo tipo, excepto los unifamiliares, deberán contar con un lugar donde efectuarán el depósito temporal de sus desperdicios, si son materiales combustibles deberán contar con las seguridades contra incendio necesarias.

ARTICULO X-7 INSTALACION DE CALDERAS, LINEAS DE PRESION, RECIPIENTES DE ALTA Y BAJA PRESION Y EQUIPO SIMILAR

Las instalaciones de calderas, líneas de presión, recipientes de alta y baja presión, aparatos similares así como sus accesorios se harán de manera que no causen ruidos, molestias ni pongan en peligro a los habitantes de la zona, quedando sujetas a las disposiciones que dicten la Dirección y las Dependencias respectivas, los proyectistas de estas instalaciones deberán cumplir con los requisitos de los proyectistas mancomunados del Artículo III-1.

CAPITULO XI NIVELES DE ILUMINACION

ARTICULO XI-1 ILUMINACION

Toda construcción deberá contar con iluminación artificial adecuada de acuerdo con los niveles mínimos que se indican en el Artículo XI-2.

En los casos no previstos por el Artículo XI-2, el nivel de la iluminación se sujetará a las normas de iluminación establecidas.

ARTICULO XI-2 NIVELES DE ILUMINACION

Los niveles mínimos de iluminación en luxes serán los siguientes:

I.- Edificios para habitación. (Circulaciones)100

II.- Edificios para comercio y Oficinas. 100

Circulaciones. 100

Vestíbulos.300

Oficinas. 400

Comercios. 300

Sanitarios. 100

Elevadores. 100

III.- Edificios para la educación

Circulaciones. 100

Salón de clase. 400

Salones de dibujo. 600

Salones de costura. 900

Sanitarios. 100

IV.- Instalaciones Deportivas,

Circulaciones. 100

Sanitarios. 100

V.- Baños.

Circulaciones. 100

Baños y sanitarios. 100

VI.- Hospitales.

Circulaciones. 100

Salas de espera. 200

Salas de encamados. 60

Consultorios. 400

Sanitarios. 100

Comedores. 200

VII.- Salas de espectáculos.

Circulaciones. 100

Vestíbulo. 200

Salas de descanso. 50

Sala durante la función. 1

Sala durante los intermedios. 50

Emergencia en la sala. 5

Emergencia en las circulaciones. 10

Sanitarios. 100

VIII.- Centros de reunión.

Circulaciones. 100

Cabarets. 30

Cocinas. 200

Restaurantes. 100

Sanitarios. 100

Emergencia en la sala. 5

Emergencia en las circulaciones. 10

IX.- Edificios para espectáculos

Deportivos.

Circulaciones. 100

Sanitarios. 100

Emergencia en circulaciones. 100

X.- Templos.

Altar y retablos. 600

Nave Principal. 100

Sanitarios. 100

XI.- Estacionamientos.

Entrada. 300

Espacio para circulación 100

Espacio para estacionamiento. 50

Sanitarios. 100

XII.-Gasolineras.

Acceso. 15

Areas de bombas de gasolina. 200

Sanitarios. 100

Area de servicios. 30

XIII.-Calles.

CAPITULO XII
TRANSPORTADORES MECANICOS

ARTICULO XII-1 LICENCIA

Para instalar, modificar o reparar, ascensores para personas, montacargas, escaleras mecánicas o cualquier otro mecanismo de transporte en los edificios, se requiere licencia previa y reunir las disposiciones legales sobre la materia. Quedan excluidas de este requisito las reparaciones menores que no alteren las especificaciones de la instalación, manejo, sistemas eléctricos o de seguridad.

La solicitud de licencia de instalación se acompañará de los datos referentes a la ubicación del edificio en que se haga la instalación y el tipo de servicio en que se utilizará, así como de tres juegos completos de planos y especificaciones proporcionados por la empresa que fabrique el aparato. La solicitud de reparación o modificación, se acompañará de una memoria en la que se detalle el trabajo que se quiere realizar, incluyendo copia de los cálculos necesarios.

La solicitudes serán suscritas por un Ingeniero Mecánico y/o Electricista que cumpla con las condiciones del Artículo III-1.

ARTICULO XII-2 AUTORIZACION DE USO

Terminada la instalación, modificación o reparación, de algún mecanismo de transporte y antes de ser puesto en servicio, el responsable solicitará de la Dirección autorización, sin que ésta releve de ninguna responsabilidad al responsable de la obra.

La autorización de uso tendrá validez hasta el fin de año en que sea expedida. La solicitud de revalidación para el año siguiente se presentará en el mes de Noviembre anterior, y estará suscrita por el responsable quien será solidario con el propietario del inmueble.

CAPITULO XIII USO Y CONSERVACION DE PREDIOS Y EDIFICIOS

ARTICULO XIII-1 FACULTAD DE LA DIRECCION

La Dirección podrá requerir a los propietarios de predios, edificios o instalaciones, la ejecución de trabajos de mantenimiento, conservación o reparación que considere necesarios.

ARTICULO XIII-2 PREDIOS NO EDIFICADOS

Los propietarios o poseedores de los predios no edificados tienen obligación de mantenerlos en buenas condiciones de aspecto e higiene, así como evitar que se convierta en lugar de molestias o peligro para los vecinos o transeúntes.

Los terrenos deberán estar drenados adecuadamente. No se permitirá el depósito de escombros o basuras.

Deberán estar cercados a una altura mínima de dos metros cincuenta centímetros, con materiales que presenten buen aspecto de acuerdo con la zona en que se ubique el predio y que no pongan en peligro la seguridad de personas o bienes.

ARTICULOS XIII-3 EDIFICIOS

Los propietarios de edificaciones tienen obligación de conservarlas en buenas condiciones de presentación, estabilidad e higiene.

Las fachadas deberán conservarse aseadas y pintadas. Otros elementos, marquesinas, cortinas de sol, toldos o similares, se conservarán siempre aseadas y en buen estado.

ARTICULO XIII-4 INSTALACIONES

Las instalaciones mecánicas, eléctricas, hidráulicas, neumáticas y de gas, deberán conservarse en buenas condiciones para dar servicio y seguridad.

ARTICULO XIII-5 PROTECCIONES EN OBRAS SUSPENDIDAS

Los propietarios de las obras cuyas construcciones se encuentren suspendidas por más de treinta días, están obligados a limitar sus predios con la vía pública, de la manera siguiente:

- 1.- Por medio de una barda cuando falte el muro de fachada.
- 2.- Clausurando los vanos que existan cuando el muro de fachada esté construido, en tal forma que se impida el acceso a la construcción.

CAPITULO XIV EDIFICACIONES PELIGROSAS O RUINOSAS

ARTICULO XIV-1 LICENCIA

Para efectuar obras de reparación, aseguramiento o demolición de edificaciones peligrosas o ruinosas, se requiere licencia de la Dirección. La solicitud se acompañará de una memoria descriptiva de la obra por ejecutar. Al terminar la obra indicada en la licencia deberá darse aviso a la Dirección.

ARTICULO XIV-2 ORDENES DE REPARACION O DEMOLICION

Cuando la Dirección tenga conocimiento de que una edificación, estructura o instalación, presente algún peligro para las personas o bienes, ordenará al propietario que

haga las reparaciones, obras o demoliciones que sean necesarias, conforme al dictamen técnico que precise el peligro de que se trate, así como su clausura total o parcial según el caso.

CAPITULO XV MATERIALES DE CONSTRUCCION

ARTICULO XV-1 NORMAS

Los materiales para construcción de manufactura nacional se registrarán por las especificaciones de la Dirección General de Normas de la Secretaría de Industria y Comercio en vigor. Los materiales para construcción de manufactura extranjera, además de los controles del país de origen se ajustarán a lo dispuesto por la Dirección.

ARTICULO XV-2 RESPONSABILIDADES

Serán responsables los Directores de Obras de que se usen los materiales proyectados, en caso de substitución se deberá recabar autorización por escrito de la Dirección y el proyectista.

ARTICULO XV-3 CONTROL DE CALIDAD

Los Directores de Obra verificarán por medio de un laboratorio de ensaye autorizado; que las especificaciones del proyecto en la calidad y resistencia de materiales se cumplan.

Este control será obligatorio, excepción hecha de las obras sin responsable técnico, (Artículo II-13) y de las construcciones unifamiliares con altura máxima de dos pisos; los resultados se anexarán y anotarán en el libro de obra.

ARTICULO XV-4 LABORATORIOS

Los laboratorios particulares para control de calidad en edificaciones, instalaciones y materiales deberán registrarse ante la Dirección anualmente y tener un responsable autorizado de acuerdo con las disposiciones del Artículo II-4.

TITULO D. ESTACIONAMIENTOS

CAPITULO XVI ESPECIFICACIONES PARA ESTACIONAMIENTO

ARTICULO XVI-1 ESTACIONAMIENTO DE VEHICULOS

Estacionamiento es un lugar de propiedad pública o privada, destinada a guardar vehículos temporalmente, permitiendo que las maniobras necesarias de acceso, acomodo y salida se realicen en forma ordenada y segura.

ARTICULO XVI-2 NUMERO MINIMO DE ESPACIOS EN ZONA COMERCIAL

En las zonas destinadas para uso comercial, las edificaciones o instalaciones deberán contar con área de estacionamiento de acuerdo con las siguientes clasificaciones:

I.- Lotes de venta de automóviles, refacciones, máquinas y garages de servicio.

A).- En la zona comercial del primer cuadro de la Ciudad deberá proveerse como mínimo por cada 75 M2., del área total del piso, el espacio de estacionamiento para un vehículo.

B).- En las zonas comerciales fuera del primer cuadro de la Ciudad, deberá proveerse un espacio por cada 50 M2., del área total del piso.

II.- Mueblería y artículos varios.

A).- Dentro del primer cuadro; un espacio de estacionamiento, por cada 100 M2., del área del piso.

B).- Fuera del primer cuadro; un espacio de estacionamiento por cada 50 M2., del área del piso.

III.- Centros de comerciales, supermercados y tiendas diversas.

A).- Dentro del primer cuadro de la Ciudad deberá estimarse un espacio por cada 50 M2., del área del piso.

B).- Fuera del primer cuadro de la Ciudad, deberá proveerse un espacio de estacionamiento por cada 30 M2., del área del piso.

IV.- Oficinas de bancos, despachos negocios administrativos con atención al público.

A).- En el primer cuadro de la Ciudad deberá proveerse un espacio de estacionamiento por cada 50 M2., del área del piso dedicada al uso administrativo y un espacio por cada 30 M2., del área del piso dedicada a la atención del público.

B).- En las zonas fuera del primer cuadro de la Ciudad, se destinará un espacio de estacionamiento por cada 30 M2., del área del piso.

V.- Boliches y Billares.

Dos espacios de estacionamiento por cada línea de Boliches o mesa de billar.

VI.- Salas de Baile y Exhibición.

Un espacio por cada 20 M2., del área del piso.

VII.- Funerarias.

Un espacio de estacionamiento por cada 10 asientos de la capilla y un espacio adicional por cada 50 M2. del área de los servicios complementarios.

VIII.- Hoteles y Moteles.

Hoteles:

1.- Si está ubicado dentro del primer cuadro de la Ciudad un espacio por cada tres habitaciones.

2.- Fuera del primer cuadro, deberá de proveerse un espacio por cada 2 habitaciones. Además deberá contarse con los espacios mínimos necesarios para sus servicios.

Moteles:

Un espacio de estacionamiento por cada habitación.

IX.- Restaurantes, tabernas y centros nocturnos.

A).- Dentro del primer cuadro de la Ciudad deberá proveerse un espacio por cada 6 asientos.

X.- Teatros, auditorios y salas de reunión.

A).- Dentro del primer cuadro de la Ciudad deberá proveerse un espacio por cada 10 asientos.

B).- Fuera del primer cuadro de la Ciudad, un espacio de estacionamiento por cada 6 asientos.

ARTICULO XVI-3 NUMERO MINIMO DE ESPACIOS EN ZONA HABITACIONAL

I.- Vivienda unifamiliar y doble.

Deberá proveerse un espacio de estacionamiento por cada vivienda.

II.- Vivienda múltiple.

Deberá proveerse un espacio para todas y cada una de las primeras 36 viviendas.

Si el número de viviendas está comprendido entre 36 y 72 además de los primeros 36 espacios, se deberá proveer de 3/4 de espacio para el excedente de 36. Si el número de viviendas es mayor de 72, deberá proveerse además de los espacios anteriormente señalados, 1/2 espacio por cada vivienda en exceso de las primeras 72. En todos los casos deberá considerarse para uso de invitados o huéspedes, un espacio adicional por cada 6 unidades. Este espacio deberá estar claramente señalado.

III.- Dormitorios, casa de huéspedes.

Un espacio por cada 2 recamaras.

ARTICULO XVI-4 NUMERO MINIMO DE ESPACIOS EN ZONA INDUSTRIAL

Deberá proveerse un espacio de estacionamiento por cada 3 empleados ocupados en el periodo de capacidad máxima de operación o bien un espacio por cada 150 M2. del área del piso de trabajo.

ARTICULO XVI-5 NUMERO MINIMO DE ESPACIO EN ZONA DE USOS DIVERSOS

I.- Templos.

Deberá proveerse un espacio de estacionamiento por cada 10

asientos de la nave principal y de un espacio de estacionamiento por cada 15 asientos de los salones adyacentes.

II.- Hospitales.

Deberá proveerse un espacio de estacionamiento por cada 4 camas de paciente y, además un espacio por cada médico.

III.- Clínica médicas o dentales.

Para las oficinas de clínicas dentales, o médicas, que tengan un área de piso menor de 80 M2. 4 espacios de estacionamiento por cada Doctor, para los de área de piso mayor de 80 M2. deberá contarse con espacio de estacionamiento por Doctor, más un espacio adicional por cada 15 M2. de área del edificio.

IV.- Casas de rehabilitación física y baños públicos.

Un espacio de estacionamiento por cada 5 pacientes, más un espacio por cada empleado o Doctor. En los baños públicos se hará con un espacio de estacionamiento por cada 2 cubículos y, además un espacio por cada 75 M2. del área del piso.

V.- Escuelas.

Un espacio de estacionamiento por cada salón de clases de escuelas primarias o escuelas secundarias, más un espacio por cada oficina administrativa, más un espacio por cada 30 M2. de auditorio. En las otras escuelas deberá proveerse un espacio por cada 10 alumnos, más un espacio por cada maestro de tiempo completo, más un espacio por cada salón de clases.

ARTICULO XVI-6 CARGA Y DESCARGA.

Los edificios ocupados, total o parcialmente, por fábricas, bodegas, tiendas de artículos varios, hoteles, hospitales, lavanderías, limpiadurías y otros que requieren de espacio destinado para acomodar los vehículos que transportan las mercancías o materiales necesarios para su operación, deberá contar con una zona colindante con el edificio, dedicado a este fin. Esta condición será para todos aquellos edificios en lo que el área de piso dedicada a estas operaciones sea mayor de 100 M2. Además de la zona antes dicha, se deberá contar con un espacio de estacionamiento por cada 200 M2. del área del edificio.

ARTICULO XVI-7 PATIO DE MANIOBRAS PARA NEGOCIOS DE TRANSPORTES DE CARGA

Deberá contarse con un espacio para estacionar un camión por cada 100 M3. de volumen de la edificación. Estos espacios deberán planearse dentro un patio de maniobras que permita realizar éstas con amplitud y seguridad. La ubicación de estos negocios deberá permitir que los accesos y salidas de los patios de maniobras se localicen en calles secundarias.

Para automóviles deberá proveerse un espacio adicional de estacionamiento por cada 200 M2. del piso del almacén y oficinas.

ARTICULO XVI-8 ENTRADA Y SALIDA

La entrada a los estacionamientos se localizará en todos los casos, a una distancia mayor de 10 metros de una vía principal. La entrada y salida deberán tener carriles independientes con un ancho mínimo de 3.00 Mt.

ARTICULO XVI-9 ESPACIO MINIMO

El espacio mínimo para estacionar un vehículo se considera de 5.40 metros por 2.65 metros.

ARTICULO XVI-10 ZONA DE ASCENSO Y DESCENSO DE PASAJEROS

Al nivel de las aceras se deberá contar con espacios suficientes para permitir que los pasajeros de los vehículos los desocupen o los aborden.

Estos espacios estarán colocados a cada lado de los carriles y sus dimensiones mínimas serán de 6.00 metros por 1.80 metros.

ARTICULO XVI-11 ILUMINACION Y VENTILACION

Los estacionamientos a cubierto deberán tener ventilación e iluminación por medio de vanos con superficie mínima de 1/10 de la superficie de la planta correspondiente o ventilación e iluminación artificial adecuada.

Los estacionamientos a descubierto que operan por la noche, deberán contar con iluminación suficiente para su operación y seguridad.

ARTICULO XVI-12 SERVICIOS SANITARIOS

Todos los estacionamientos de cuota contarán con servicios sanitarios independientes para hombres y mujeres.

ARTICULO XVI-13 CIRCULACIONES

El estacionamiento en paralelo, se sujetará a lo siguiente:

A).- Si la circulación se efectúa en un solo sentido y con estacionamiento a ambos lados de ella, el ancho mínimo del espacio entre guarniciones o paredes será de 9.50 M.

B).- Si la circulación se efectúa en dos sentidos y con estacionamiento en ambos lados de ellas, el ancho mínimo del espacio libre será de 13.50 M.

I.- Estacionamiento a 30.

A).- Circulación en un sólo sentido y estacionamiento en un solo lado. El ancho libre será de 12.50 M.

B).- Circulación en dos sentidos y estacionamiento en ambos lados. El ancho libre será de 18.00 M.

ARTICULO XVI-14 RAMPAS

Las rampas de los estacionamientos tendrán una pendiente máxima del 15%. La anchura mínima de circulación en rectas será de 3.00 m. y en curvas de 3.50 m. y en un radio mínimo de 7.50 M. al eje de la rampa.

Estarán delimitadas por guarnición con altura de 15 cm. y una banqueteta de protección de 30 cm. de anchura en rectas y de 50 cm. de anchura en curvas. Las circulaciones verticales, ya sea rampa o montacargas serán independientes de las áreas para acceso de personas.

ARTICULO XVI-15 CAJONES Y PROTECCIONES

Los cajones y protecciones que deben de observar los estacionamientos serán los siguientes:

A).- En los estacionamientos se marcarán cajones cuyas dimensiones mínimas serán de 2.65 M. de ancho por 1.40 M. de largo delimitadas por topes colocados a 75 cm. de distancia entre ellos y a 1.25 M. de los paños de muros y fachadas.

B).- Las columnas y muros en los estacionamientos para vehículos deberán tener una banqueteta de 15 cm. de altura y 60 cm. de ancho, con los ángulos redondeados.

ARTICULO XVI-16 ESTACIONAMIENTO A DESCUBIERTO

Cuando no se construyen edificios para estacionamientos de vehículos, sino solamente se utiliza el terreno, éste deberá pavimentarse y drenarse adecuadamente, contar con entradas y salidas independientes con las mismas dimensiones que se señale en el Artículo XVI-8, tendrán delimitadas las áreas de circulación y la de los cajones; contarán con topes para las ruedas; y en caso de estacionamiento de cuota, además deberá cercarse en todos los linderos, contar con caseta de control y de servicios sanitarios. Los cajones y topes tendrán las mismas características que se señalan en el Artículo XV-15.

ARTICULO XVI-17 ESTACIONAMIENTOS PRIVADOS

Los estacionamientos para uso privado con capacidad máxima de 15 automóviles no estarán obligados a tener carriles separados ni a cumplir con las disposiciones sobre zonas de descenso y ascenso de pasajeros, protecciones y cajones.

ARTICULO XVI-18 DISTANCIA AL ESTACIONAMIENTO

Las áreas de estacionamiento de departamentos, tiendas y negocios, deberán estar contiguas al edificio, si las autoridades lo permiten, podrán situarse a una distancia no mayor de 200 M. cuando se trate de estacionamiento para los empleados.

TITULO E. ESPECIFICACIONES TIPO

CAPITULO XVII EDIFICIOS PARA HABITACION

ARTICULO XVII-1 ESPACIOS DESCUBIERTOS

A partir del nivel en que se desplanten los pisos de un edificio destinado a habitación, deberán quedar libres los espacios destinados a patios que sirvan para dar iluminación a sus distintas dependencias, sin que dichos espacios puedan ser cubiertos con volados, corredores, pasillos o escaleras.

ARTICULO XVII-2 PIEZAS HABITABLES Y NO HABITABLES

Se consideran piezas habitables los espacios cubiertos que se destinen a salas, despachos, comedores y dormitorios; y no habitables, las destinadas a cocinas, servicios sanitarios, lavaderos, cuartos de planchar y circulaciones. El destino de cada local será el que resulte de su ubicación y dimensiones, y no el que se quiera fijarle arbitrariamente.

ARTICULO XVII-3 DIMENSIONES MINIMAS

La Dimensión mínima de pieza habitable será de dos metros setenta centímetros y su altura será cuando menos de dos metros treinta centímetros.

ARTICULO XVII-4 VIVIENDA MINIMA

Solo se autorizará la construcción de viviendas que tengan como mínimo una pieza habitable, con sus servicios completos de cocina y servicios sanitarios. En el caso de hoteles y moteles se podrán excluir la cocina.

ARTICULO XVII-5 ILUMINACION Y VENTILACION

Todas las piezas habitables deberán tener iluminación y ventilación por medio de vanos que darán directamente a patios ubicados dentro del propio predio o la vía pública. Para iluminación la superficie total de ventanas libres de toda obstrucción será por lo menos de un octavo de la superficie del piso en cada pieza y en la superficie libre para ventilación deberá ser cuando menos de un tercio de la iluminación.

Se pueden permitir cocinas y servicios sanitarios sin las características antes señaladas, siempre que el local esté debidamente ventilado por medios mecánicos.

Solo se autorizarán las ventanas orientadas a colindancia cuando exista un pasillo con una separación mínima al lindero, igual a un metro (1.00).

ARTICULO XVII-6 DIMENSIONES DE PATIOS

Los patios que sirvan para dar iluminación y ventilación a piezas habitables tendrán las siguientes dimensiones mínimas en relación con la altura de los muros que los limite.

Altura hasta:	Dimensión Mínima:
---------------	-------------------

4.00 M.	2.50 M.
---------	---------

8.00 M.	3.25 M.
---------	---------

12.00 M.	4.00 M.
----------	---------

En casos de altura mayores, la dimensión mínima del patio debe ser el tercio de la altura total del paramento de los muros.

Para iluminación y ventilación de piezas no habitables:
Altura hasta: Dimensión Mínima:

4.00 M.	2.00 M.
---------	---------

8.00 M.	2.25 M.
---------	---------

12.00 M.	2.50 M.
----------	---------

En el caso de altura mayores, la dimensión mínima del patio deberá ser un quinto de la altura total del paramento de los muros.

ARTICULO XVII-7 ILUMINACION ARTIFICIAL

En los edificios para habitación deberán proveerse medios de iluminación artificial que den cuando menos las cantidades de iluminación que se fijen en el capítulo correspondiente de este Reglamento.

ARTICULO XVII-8 CIRCULACION GENERALES

Todas las viviendas de un edificio multifamiliar deberán tener salidas, pasillos o corredores que conduzcan directamente a las puertas de salida o a las escaleras. El ancho de pasillos o corredores nunca será menor de un metro veinte centímetros cuando haya barandales, estos deberán tener cuando menos noventa centímetros de altura.

ARTICULO XVII-9 ESCALERAS

Los edificios tendrán siempre escaleras que comuniquen todos los niveles, aun cuando tengan elevadores.

Cada escalera podrá dar servicio a veinte viviendas como máximo en cada piso. Las escaleras tendrán una anchura mínima de noventa centímetros en edificios unifamiliares y de un metro veinte centímetros en multifamiliares, la huella de sus escalones no será menor de treinta centímetros; los peraltes no serán mayores de dieciocho centímetros, debiendo construirse con materiales incombustibles y protegerse con barandales con una altura mínima de noventa centímetros. Los perales deberán ser los mismos en toda la escalera.

ARTICULO XVII-10 PUERTAS

Las puertas exteriores tendrán una anchura libre mínima de noventa centímetros, en ningún caso la anchura de la entrada será menor que la suma de los anchos de las escaleras que desemboquen en ella. Las puertas interiores tendrán una anchura libre mínima de setenta y cinco centímetros. En los servicios sanitarios y cuartos de utilería, el mínimo será de sesenta centímetros.

ARTICULO XVII-11 INSTALACION HIDRAULICA

Todos los edificios destinados a habitaciones estarán provistos de instalaciones de agua potable que puedan suministrar al día ciento cincuenta litros por cada habitante. Si se instalan tinacos, estos deberán ser instalados de forma que se evite la sedimentación.

ARTICULO XVII-12 INSTALACION SANITARIA

Cada una de las viviendas de un edificio deberá tener su propio servicio de baño, y fregaderos. Cada cuarto de hotel se considera una vivienda en la que se podrá omitir el fregadero.

Cuando se trate de hospedería para personas de escasos recursos económicos la Dirección podrá autorizar los servicios sanitarios comunes a varios cuartos.

CAPITULO XVIII EDIFICIOS PARA COMERCIOS Y OFICINAS

ARTICULO XVIII-1 PATIOS Y PASILLOS

Los patios que sirvan para dar iluminación, y ventilación a edificios para comercio y oficinas tendrán las mismas dimensiones que los destinados a habitación, considerándose como piezas habitables las oficinas y comercios.

ARTICULO XVIII-2 PASILLOS Y COMEDORES

Las oficinas y locales comerciales de un edificio deberán tener salida a pasillos y corredores que conduzcan directamente a las escaleras o a la salida a la calle. La anchura de los pasillos y corredores nunca será menor de un metro veinte centímetros.

ARTICULO XVIII-3 ESCALERAS

Los edificios para hoteles, comercios y oficinas tendrán escaleras que comuniquen todos los niveles aún cuando tengan elevadores. La anchura mínima de las escaleras será de un metro veinte centímetros. Las huellas tendrán un mínimo de treinta centímetros y los peraltes un máximo de dieciocho centímetros, las escaleras deberán construirse con materiales incombustibles, tener pasamanos y barandales con una altura de noventa centímetros. Cada escalera no podrá dar servicio a más de mil cuatrocientos metros cuadrados de planta, y sus anchuras mínimas variarán en la forma siguiente:

- | | |
|--------------------------------|-----------------|
| Hasta 700.00 M2. | Anchura 1.20 M. |
| De 700.01 M2. a 1.050.00 M2. | Anchura 1.80 M. |
| De 1,050.01 M2. a 1.400.00 M2. | Anchura 2.40 M. |

ARTICULO XVIII-4 SERVICIOS SANITARIOS.

Los edificios para comercio y oficinas deberán tener dos locales para servicios sanitarios, uno destinado al servicio de hombres y otro al de mujeres y ubicados en tal forma que no sea necesario subir o bajar más de un nivel para tener acceso a cualquiera de ellos.

Para cada cuatrocientos metros cuadrados o fracción de la superficie construida, se instalará un lavabo, un excusado y un mingitorio para hombres y por cada trescientos metros cuadrados o fracción un excusado y un lavabo para mujeres.

CAPITULO XIX EDIFICACIONES PARA LA EDUCACION

ARTICULO XIX-1 SUPERFICIES MINIMAS

La superficie total del terreno destinado a la construcción de edificios para la educación será razón de cinco metros cuadrados por alumno, como mínimo.

La capacidad de las aulas deberá calcular a razón de un metro por alumno. Cada aula tendrá una capacidad máxima de cincuenta alumnos en escuelas primarias y de 60 alumnos en educación secundaria, preparatoria o superior.

La altura mínima de las aulas será de 2.80 metros.

ARTICULO XIX-2 ILUMINACION Y VENTILACION

Las aulas deberán estar iluminados y ventilados por medio de ventanas a la vía pública o patios.

Las ventanas deberán abarcar por lo menos, toda la longitud de uno de los muros más largos.

La superficie total de ventanas tendrá un mínimo de un quinto de la superficie del piso del aula, y la superficie libre para ventilación deberá ser por lo menos, de un quinceavo del piso del aula.

Los patios, que sirvan para dar iluminación y ventilación a las aulas, deberán tener por lo menos, una dimensión de un medio de la altura del paramento y como mínimo tres metros.

La iluminación artificial de las aulas será directa y uniforme.

ARTICULO XIX-3 ESPACIOS DE RECREO

Los edificios para la educación, deberán contar con un espacio para el esparcimiento físico de los alumnos, con una superficie mínima equivalente a vez y media al área construida con fines diferentes del esparcimiento. Estos espacios deberán tener pavimento adecuado o jardín.

Se exceptúan de esta obligación las escuelas especializadas.

ARTICULO XIX-4 PUERTAS

Cada aula tendrá por lo menos un metro diez centímetros de anchura mínima. Los salones de reunión tendrán dos puertas con esa anchura mínima y los que tengan capacidad para más de trescientas personas, se sujetará a lo dispuesto en el capítulo relativo a centros de reunión.

ARTICULO XIX-5 ESCALERAS

Las escaleras de los edificios para la educación se construirán con materiales incombustibles con un ancho mínimo de un metro veinte centímetros cuando den servicio a cuatro aulas por piso. Este ancho se aumentará de sesenta en sesenta centímetros por cada dos aulas. Sus tramos serán rectos, los escalones tendrán huellas mínimas de treinta centímetros y peraltes de diecisiete centímetros como máximo, la altura mínima de barandales será de noventa centímetros.

ARTICULO XIX-6 DORMITORIOS

La capacidad de los dormitorios de los edificios para la educación se calculará a razón de diez metros cúbicos por cama como mínimo.

ARTICULO XIX-7 ILUMINACION Y VENTILACION

Los dormitorios tendrán ventanas con un área total mínima de un quinto de la superficie del piso, de la cual deberá abrirse el equivalente a un quinceavo de la superficie del piso.

ARTICULO XIX-8 SERVICIOS SANITARIOS

Las escuelas contarán con servicios sanitarios separados para hombres y mujeres. Estos servicios se calcularán en la siguiente forma; escuelas primarias; como mínimo un excusado y un mingitorio por cada 30 alumnos y un lavabo por cada sesenta alumnos. En escuelas de segunda enseñanza y preparatorias; un excusado y un mingitorio por cada cincuenta hombres y dos excusados por cada sesenta mujeres. En ambos servicios un lavabo por cada doscientos educandos.

La concentración máxima de los servicios sanitarios deberá estar en la planta baja.

Los dormitorios contarán con servicios sanitarios de acuerdo con el número de camas debiendo tener, como mínimo, un excusado por cada veinte, un mingitorio por cada treinta, un lavabo por cada diez y una regadera con agua tibia por cada diez.

ARTICULO XIX-9 ENFERMERIA

Toda escuela contará con un local adecuado para enfermería, dotando con equipo de emergencia para primeros auxilios.

CAPITULO XX SALAS DE ESPECTACULOS Y CENTROS DE REUNION

ARTICULO XX-1 DEFINICION

Se considerará sala de espectáculos a los edificios que se usan para alojar teatros, cinematógrafos, salas de concierto, de conferencias o cualquier local cerrado con uso semejante.

Se considerarán centros de reunión los locales que se destinen total o parcialmente para casinos, cabarets, restaurantes, salas de baile o cualquier otro con destino semejante.

ARTICULO XX-2 COMUNICACION CON LA VIA PUBLICA Y VESTIBULOS

Toda sala de espectáculos o centros de reunión deberá tener por lo menos tres salidas a la vía pública, con anchura mínima de un metro ochenta centímetros de cada una, las que de ser posible se localizarán en calles diferentes.

Los accesos o pasillos directos a la vía pública deberán tener una anchura mínima igual a la suma de los anchos de todas las circulaciones que desalojen las salas por esos pasillos.

Sobre las puertas a la vía pública se deberán poner marquesinas.

Las salas de espectáculos y centros de reunión deberán tener vestíbulos que comuniquen la sala con la vía pública o con los pasillos que den acceso a ésta; éstos vestíbulos tendrán una superficie mínima de quince decímetros cuadrados por concurrente. Además cada clase de localidad deberá tener un espacio para el descanso de los espectadores en los intermedios, que se calculará a razón de quince decímetros cuadrados por concurrente.

Los pasillos de la sala desembocarán al vestíbulo, al mismo nivel que el piso de éste.

El total de las anchuras de la puerta que comuniquen con la calle con los pasillos deberá ser por lo menos igual a las cuatro terceras partes de la suma de las anchuras de las puertas que comuniquen al interior de la sala con los vestíbulos.

ARTICULO XX-3 TAQUILLAS

Las taquillas para la venta de boletos no deberán obstruir la circulación de los accesos, se localizarán en forma visible y habrá una por cada mil quinientas personas o fracción, para cada tipo de localidad.

ARTICULO XX-4 ALTURA LIBRE

El volumen de la sala se calculará a razón de dos y medio metros cúbicos por espectador, como mínimo. La altura libre de la misma en ningún punto será menor de tres metros.

ARTICULO XX-5 BUTACAS

Solo se permitirá la instalación de butacas, por tanto de prohibirá la de gradas.

La anchura mínima de las butacas será de cincuenta centímetros y la distancia mínima entre sus respaldos de ochenta y cinco centímetros; deberá quedar un espacio libre como mínimo de cuarenta centímetros entre el frente de un asiento y el respaldo próximo, medio entre verticales. La distancia entre cualquier butaca al punto más cercano de la pantalla será la mitad de la dimensión mayor de ésta, pero en ningún caso menor de siete metros.

La visibilidad hacia el foro o pantalla deberá ser perfecta desde cualquier butaca. Las butacas deberán estar fijas en el piso, con excepción de las que se encuentran en los palcos y plateas.

Los asientos serán plegadizos.

Las filas que desemboquen a dos pasillos no podrán tener más de catorce butacas y las que desemboquen a una sola, no más de siete.

ARTICULOS XX-6 PASILLO INTERIORES

La anchura mínima de los pasillos longitudinales con asientos en ambos lados deberá ser de un metro veinte centímetros; la de los que tengan en un solo lado, de noventa centímetros.

En los pasillos con escalones las huellas de éstos tendrán un mínimo de treinta centímetros y sus peraltes un máximo de diecisiete centímetros, y estarán permanente y convenientemente iluminados.

En los muros de los pasillos no se permitirán salientes a una altura menor de tres metros, en relación con el piso de los mismos.

ARTICULOS XX-7 PUERTAS

El ancho de las puertas que comuniquen la salida con el vestíbulo, deberá permitir la evacuación de la sala en tres minutos, considerando que cada persona puede salir por una anchura de sesenta centímetros en un segundo, el ancho siempre será múltiplo de sesenta centímetros y el mínimo de un metro veinte centímetros.

ARTICULO XX-8 SALIDAS DE EMERGENCIA

Cada piso o tipo de localidad con tipo superior a cien personas deberá tener, por lo menos, además de las puertas especificadas en el Artículo anterior, una salida de emergencia que comunique directamente con la calle o por medio de pasajes independientes.

El ancho de las salidas y de los pasajes deberán permitir el desalojo de la sala en tres minutos.

Las hojas de las puertas deberán abrirse hacia el exterior y estar colocadas de manera que, al abrirse, no obstruyan los pasillos, escaleras o descansos; tendrán los dispositivos necesarios que permitan su apertura con el simple empuje de la persona que salga. Ninguna puerta se abrirá directamente sobre un tramo de escalera, sino un descanso mínimo de tres metros.

ARTICULO XX-9 CUPO

El cupo de los centros de reunión se calculará a razón de un metro cuadrado por persona. Las superficies de las pistas de baile se calculará a razón de veinticinco decímetros cuadrados por persona.

ARTICULO XX-10 PUERTAS SIMULADAS

Se prohíbe que en los lugares destinados a la permanencia o al tránsito del público haya puertas simuladas o espejos que hagan aparecer el local con mayor amplitud de la que realmente tenga.

ARTICULO XX-11 LETREROS

En todas las puertas y pasillos que conduzcan al exterior habrá letreros luminosos con fechas y la palabra "SALIDA". Las letras tendrán un tamaño mínimo de quince centímetros y estarán permanentemente iluminadas, aún cuando se interrumpa el servicio eléctrico general.

ARTICULO XX-12 ESCALERAS

Las escaleras tendrán una anchura mínima igual a la suma de las anchuras de las puertas o pasillos a las que den servicio; peraltes máximos de diecisiete centímetros y huellas mínimas de treinta centímetros; deberán construirse con materiales incombustibles y tener pasamanos a noventa centímetros de altura en fajas de un metro veinte centímetros de ancho.

Cada piso deberá de tener por lo menos dos escaleras.

ARTICULO XX-13 GUARDARROPAS Y OTROS

Los guardarropas no obstruirán el tránsito al público y los escenarios, vestidores, bodegas, talleres, cuartos de máquinas y talleres de proyección, deberán estar aislados entre sí y de la sala, mediante muros, techos, pisos, telones y puertas de materiales incombustibles. Las puertas tendrán dispositivos que las mantengan cerradas.

ARTICULO XX-14 SALIDAS DE SERVICIOS

Los escenarios, vestidores, bodegas, talleres, cuartos de máquinas y casetas de proyección deberán tener salidas al exterior independientes de la sala.

ARTICULO XX-15 CASETAS DE PROYECCION

La dimensión mínima de las casetas de proyección será de dos metros veinte centímetros y deberán tener ventilación artificial y estar debidamente protegidas contra incendio.

ARTICULO XX-16 PLANTAS DE ENERGIA ELECTRICA EN CENTROS DE REUNION CERRADOS

En las salas cinematográficas teatros y centros de reunión cerrados, deberá instalarse una planta de emergencia con capacidad suficiente para abastecer la instalación eléctrica general en caso de falla del suministro ordinario, la cual contará con encendido automático.

Deberá existir una planta eléctrica de emergencia, con encendido automático, alimentada por acumuladores o baterías, que proporcionará iluminación en la sala, vestíbulos y pasos de circulación mientras entra en operación la planta de luz de emergencia.

ARTICULO XX-17 CLIMA ARTIFICIAL

Todas las salas de espectáculos y centros de reunión deberán tener ventilación artificial.

La temperatura del aire tratado estará comprendida entre los veintitrés y veintisiete grados centígrados, su humedad relativa entre el treinta y setenta por ciento, y la concentración de bióxido de carbono no será mayor de quinientas partes por millón.

ARTICULO XX-18 SERVICIOS SANITARIOS

Las salas para espectáculos y los centros de reunión tendrán servicios sanitarios para cada localidad, uno por cada sexo precedido por un vestíbulo, con ventilación artificial suficiente.

Estos servicios se calcularán en la siguiente forma: en el departamento de hombres, un excusado, tres mingitorios y dos lavabos por cada cuatrocientos cincuenta espectadores y en el departamento para mujeres, dos excusados y un lavabo por cada cuatrocientos cincuenta espectadores.

Los teatros deberán contar con camerinos y vestidores suficientes con dos servicios sanitarios completos como mínimo para el uso de actores o participantes.

Todos estos servicios deberán tener piso impermeable y convenientemente drenado. Los recubrimientos en los muros serán materiales impermeables lisos y de fácil aseo. Los ángulos y aristas deberán redondearse.

Dispondrán de un depósito para agua con capacidad de seis litros por espectador.

ARTICULO XX-19 PREVISIONES CONTRA INCENDIO

La tubería de conducción de agua para casos de incendio, será de un diámetro mínimo de siete y medio centímetros y con la presión necesaria para que el chorro de agua alcance el punto más alto del edificio.

Dispondrán de depósito para agua conectado a la instalación contra incendio con capacidad mínima de cinco litros por espectador.

El sistema hidroneumático deberá instalarse de modo que funcione con la planta de luz de emergencia, y por medio de una conexión independiente y blindada.

En cada planta y en el proscenio se colocarán dos mangueras, una a cada lado conectadas al sistema contra incendio, y además se atenderán a todas las disposiciones que dicte el cuerpo de bomberos.

ARTICULO XX-20 COMPROBACION DE SEGURIDAD

La Dirección solo autorizará el uso de los edificios destinados a salas de espectáculos y centros de reunión cuando los resultados de las pruebas de carga y buen funcionamiento de sus instalaciones sean satisfactorias. Esta autorización deberá recabarse anualmente de la misma Dirección.

CAPITULO XXI TEMPLOS

ARTICULO XXI-1 CUPO

El cupo de los templos se calculará de dos asistentes por metro cuadrado.

ARTICULO XXI-2 VOLUMEN

El volumen necesario de las salas de los templos se calculará a razón de dos y medio metros cúbicos por asiente, como mínimo.

ARTICULO XXI-3 PUERTAS PASILLOS Y SALIDAS DE EMERGENCIA

La anchura de las puertas de los templos se ajustará a lo dispuesto en los Artículos XIX-7 y XIX-8.

ARTICULO XXI-4 ILUMINACION Y VENTILACION

La ventilación de los templos podrá ser natural o artificial; cuando sea natural, la superficie de ventilación deberá ser por lo menos la décima parte de la sala y cuando sea artificial, será adecuada y operará satisfactoriamente.

CAPITULO XXII HOSPITALES

ARTICULO XXII-1 DIMENSIONES MINIMAS

Las dimensiones mínimas de los cuartos para enfermos, los corredores y espacios libres, se sujetarán a los dispuesto en el Capítulo de habitaciones; las escaleras a las disposiciones del Capítulo de comercio y oficinas.

ARTICULO XXII-2 ENERGIA ELECTRICA

La instalación eléctrica contará además de su conexión a la red pública de una planta de emergencia con la capacidad que se requiera.

ARTICULO XXII-3 PERMISOS DE USO

No se autorizará la ocupación ni el uso de un edificio destinado a hospital sin que se satisfagan los requisitos anteriores y si ya estuviese operando podrá clausurarse hasta que se satisfagan.

CAPITULO XXIII INSTALACIONES DEPORTIVAS

ARTICULO XXIII-1 DRENAJE

El suelo de los terrenos destinados a campos deportivos deberá estar convenientemente drenado.

ARTICULO XXIII-2 ALBERCAS

Deberá marcarse debidamente las zonas para natación y clavados y señalarse en lugar visible la profundidad mínima, la máxima, el punto en que la profundidad sea de un metro cincuenta centímetros y el lugar donde cambia la pendiente del piso.

ARTICULO XXIII-3 GRADERIAS

Las estructuras de las graderías serán de materiales incombustibles; solo en casos excepcionales la Dirección podrá autorizar que se construyan de madera, siempre y cuando sean al aire libre.

ARTICULO XXIII-4 SANITARIOS

Toda instalación deportiva deberá contar con servicios sanitarios y vestidores suficiente e higiénicos.

ARTICULO XXIII-5 PLANTA DE ENERGIA ELECTRICA

Cuando se proyecta uso nocturno para las instalaciones deportivas, deberá instalarse una planta de emergencia para alumbrado de seguridad.

CAPITULO XXIV EDIFICACIONES PARA ESPECTACULOS DEPORTIVOS

ARTICULO XXIV-1 EDIFICIOS

Se consideran edificios para espectáculos deportivos aquellos que se destinen total o parcialmente para estadio, plazas de toros, arenas, hipódromos, lienzo de charro, o cualquier otro uso semejante.

ARTICULO XXIV-2 VENTILACION ILUMINACION Y BUTACAS

Los edificios cerrados para espectáculos deportivos se sujetarán a lo dispuesto en el Capítulo de salas de espectáculos y centros de reunión, por lo que respecta a la iluminación, ventilación y butacas.

ARTICULO XXIV-3 GRADAS

Las gradas deberán tener una altura mínima de cuarenta centímetros y máxima de cincuenta centímetros y un ancho mínimo de setenta centímetros. Para el calcular el cupo se considerará un módulo longitudinal de cuarenta y cinco centímetros por espectador. Deberán construirse de materiales incombustibles. Solo en caso justificado la Dirección podrá autorizar que se construyan de materiales que no cumplan con este requisito.

ARTICULO XXIV-4 CIRCULACIONES

Las gradas tendrán escaleras cada nueve metros, con anchura mínima de noventa centímetros, huellas mínimas de veintisiete centímetros y peraltes máximos de dieciocho centímetros. Cada diez filas habrá pasillos paralelos a las gradas con un ancho mínimo igual a la suma de las anchuras de las escaleras que desemboquen a ellos.

ARTICULO XXIV-5 ACCESOS Y SALIDAS

Las dimensiones de puertas y vomitorios se sujetarán a los establecido en el Artículo XIX-8.

ARTICULO XXIV-6 PROTECCION A LOS ESPECTADORES

Los edificios para espectadores deportivos deberán tener instalaciones especiales para proteger debidamente a los espectadores de los riesgos propios del espectáculo.

ARTICULO XXIV-7 ENFERMERIA

Los edificios para espectáculos deportivos tendrán un local equipado con lo necesario para primeros auxilios.

ARTICULO XXIV-8 SERVICIOS SANITARIOS

Los edificios para espectáculos deportivos se sujetarán a lo dispuesto en el Artículo XX-18 en lo que respecta a servicios sanitarios.

ARTICULO XXIV-9 PLANTA DE ENERGIA ELECTRICA

En edificios cerrados para espectáculos deportivos se deberá cumplir con el Artículo XX-16 relativo a plantas de energía eléctrica.

CAPITULO XXV BAÑOS PUBLICOS

ARTICULO XXV-1 ALBERCAS

Las albercas se ajustarán a lo dispuesto en el Artículo XXII-2.

ARTICULO XXV-2 REGADERAS

En los edificios para baños el departamento de regaderas tendrá por lo mínimo una regadera por cada cuatro casilleros o vestidores, sin incluir las regaderas de presión.

ARTICULO XXV-3 BAÑOS DE VAPOR

Los locales destinados a baños de vapor o de aire caliente, tendrán una superficie que se calculará a razón de un metro cuadrado por casillero o vestidor, con un mínimo de catorce metros cuadrados y una altura de tres metros cincuenta centímetros.

ARTICULO XXV-4 RECUBRIMIENTOS

Los baños públicos deberán tener pisos impermeables antiderrapantes; recubrimientos de muros y techos de materiales impermeables, lisos y de fácil aseo. Los ángulos y aristas deberá redondearse.

ARTICULO XXV-5 VENTILACION

La ventilación y en los edificios para baños será suficiente para evitar una concentración inconveniente de bióxido de carbono.

ARTICULO XXV-6 ILUMINACION

La iluminación de los edificios para baños podrá ser natural o artificial; cuando sea natural, las ventanas tendrán una superficie mínima a un octavo de la superficie del piso del local y cuando sea artificial, se proporcionará por medio de instalaciones eléctricas adecuadas para resistir la humedad. de acuerdo con los niveles marcados en el Capítulo de iluminación del presente Reglamento.

ARTICULO XXV-7 SERVICIOS SANITARIOS

En los edificios para baños los departamentos de hombres tendrán como mínimo, un excusado, dos mingitorios y un lavabo por cada doce casilleros o vestidores. Los de mujeres tendrá como mínimo dos excusados y un lavabo por cada ocho casilleros o vestidores.

Un local adecuado para enfermería, dotado con equipo de emergencia los edificios para espectáculos deportivos tendrán servicios sanitarios para participantes y espectadores en cada localidad, sejetándose a lo dispuesto en el Artículo XIX-18.

ARTICULO XXV-8 COMPROBACION DE SEGURIDAD

Solo se autorizará el uso de los edificios destinados a espectáculos deportivos cuando los resultados de las pruebas de carga y de sus instalaciones sean satisfactorias. Esta autorización deberá recabarse anualmente.

CAPITULO XXVI
PARQUES DE DIVERSIONES

ARTICULO XXVI-1 LICENCIA DE INSTALACION

Los parques de diversiones podrán ser del tipo ambulante o fijo, con instalaciones mecánicas ó sin ellas.

Los ambulantes requieren para operar, la aprobación de su ubicación y la expedición de licencia por la autoridad municipal; los fijos, requieren licencia de la Dirección.

ARTICULO XXVI-2 CERCOS

Los aparatos mecánicos deberán estar cercados para la protección del público.

ARTICULO XXVI-3 SERVICIOS SANITARIOS

Los parques de diversiones ambulantes deberán contar con los servicios que para el caso señale la autoridad municipal; los fijos deberán contar con uno o más servicios para cada sexo y de acuerdo con el Artículo XIX-18 las instalaciones de servicios públicos se ajustarán a lo relativo en el capítulo noveno, además de disponer lo necesario para que la presentación, limpieza y seguridad sean optimas.

ARTICULO XXVI-4 COMPROBACION DE SEGURIDAD

En los parques de diversiones sólo se autorizará el funcionamiento de los aparatos mecánicos cuyo resultado de las pruebas de sus instalaciones sean satisfactorias. Esta autorización deberá renovarse anualmente o cada vez que cambie la ubicación, sin perjuicios de las inspecciones que deberán ejecutarse con la frecuencia necesaria para garantizar el buen funcionamiento de los aparatos mecánicos.

TITULO F.- SEGURIDAD

CAPITULO XXVII SEGURIDAD DE LOS TRABAJADORES

ARTICULO XXVII-1 RESPONSABLES

El director de obra o el propietario de una obra que no requiera director, serán los responsables de la seguridad en la vida y la salud de los trabajadores de cualquier otra persona, en la ejecución de los trabajos.

ARTICULO XXVII-2 ANDAMIOS, ESCALERAS

Los andamios, pasarelas, escaleras, deberán ser contruidos por personal experimentado, con materiales de buena calidad, con capacidad de cargas suficiente y revisados periódicamente por el Director de obra.

ARTICULO XXVII-3 ILUMINACION

Las vías de acceso a zonas de trabajo, escaleras, andamios, deberán estar adecuadamente iluminados y previstos los riegos propios de las instalaciones eléctricas temporales.

ARTICULO XXVII-4 USO DEL EQUIPO DE SEGURIDAD

Todos los trabajadores que ejecuten obras de edificación e instalación estarán obligados a usar cascos protectores y el equipo puesto a su disposición y conservarlo convenientemente.

ARTICULO XXVII-5 DISPOSITIVOS ELEVADORES

Las máquinas y dispositivos elevadores, se mantendrán en buen estado de operación y mantenimiento, se revisarán después de cada 150 horas de trabajos, así como también los anillos, poleas, cadenas, cables. Tendrán marcada la carga admisible y estarán provistos de medios apropiados para reducir al mínimo el riesgo de un descenso accidental de la carga.

ARTICULO XXVII-6 OPERADORES

No se empleará como operador de equipos elevadores a personas menores de 18 años.

ARTICULO XXVII-7 ABERTURAS

Toda abertura dentro de la construcción o de los andamiajes, diseñada para elevar personas o materiales, deberá proveerse de protección adecuada que impida la caída accidental.

ARTICULO XXVII-8 PLATAFORMAS INTERCEPTORAS

Para evitar caídas accidentales de personas, material o equipos, se deberán poner dispositivos adecuados y resistentes tanto en el edificio como en los andamios y zonas de trabajo.

ARTICULO XXVII-9 PROXIMIDAD AL AGUA

Cuando los trabajos se efectúen próximos a cualquier lugar donde exista el riesgo de ahogarse, se deberá proveer el equipo necesario, entrenar al personal y adoptar las medidas para el salvamento de toda persona en peligro.

ARTICULO XXVII-10 PRIMEROS AUXILIOS

Se tomarán las medidas pertinentes para prestar los primeros auxilios a toda persona lesionada dentro de la zona de trabajo y para ello deberá contarse con un botiquín que contenga lo indispensable requerido para curar heridas usuales en los trabajos de construcción.

Fue reformado y adicionado por Decreto, publicado en el Periódico Oficial No. 21 de fecha 30 de junio de 1992, expedido por el Gobernador Constitucional el C. Lic. Ernesto Ruffo Appel, 1989-1995; para quedar vigente como sigue:

2.- REQUISITOS ESTRUCTURALES

TITULO A

DISPOSICIONES GENERALES

CAPITULO I

ALCANCE

ARTICULO I.1

Este capítulo contiene los requisitos que deben cumplirse en el proyecto, ejecución y mantenimiento de una edificación para lograr un nivel de seguridad adecuado contra fallas estructurales así como un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación de proyecto. Lo cual deberá ser debidamente documentado por escrito en una memoria.

ARTICULO I.2

Las disposiciones de este capítulo se aplican tanto a las construcciones nuevas como a las modificaciones, ampliaciones, obras de refuerzo, reparaciones y demoliciones de las obras a que se refiere este reglamento.

Para efecto la aplicación de este Reglamento se tratará como CONSTRUCCION NUEVA, también, aquella que habiendo sufrido daños estructurales tenga que ser reparada o reestructurada, por lo cual deberá ser revisada y actualizada acorde a las disposiciones administrativas y técnicas aquí contenidas. También serán tratadas como CONSTRUCCIONES NUEVAS, aquellas que por efecto de una remodelación, sufran ampliaciones y/o supresiones de áreas y/o elementos estructurales.

ARTICULO 1.3

Para puentes, túneles, torres, chimeneas y estructuras industriales no convencionales, pueden requerirse disposiciones específicas que defieran en algunos aspectos de las contenidas en este capítulo. Los procedimientos de revisión de la

seguridad para cada uno de estos casos deberán ser aprobados por las autoridades competentes de la Secretaría.

ARTICULO I.4

Para el diseño de los elementos estructurales, en este Reglamento se han adoptado criterios basados en el método de los valores admisibles. Sin embargo podrán emplearse métodos de resistencia última de validez técnica reconocida y que sean aceptadas por la Secretaría.

ARTICULO I.5

Se podrán emplear criterios de diseño diferentes de los especificados en este capítulo y en las normas técnicas complementarias si se justifica, a satisfacción de la Secretaría, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que obtengan empleando este ordenamiento.

CAPITULO II CLASIFICACIONES DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU DESTINO

ARTICULO II.1

Para los efectos de este capítulo las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

GRUPO A. Construcciones 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 o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas; estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que pueden alojar más de 200 personas; gasolineras, depósitos de sustancias o tóxicas, terminales de transporte y estaciones de bomberos, subestaciones eléctricas y centrales telefónicas y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio de la Secretaría, museos, monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso.

GRUPO B. Estructuras cuya falla ocasionaria pérdida de magnitud intermedia, tales como plantas industriales, bodegas ordinarias, comercios, bancos, restaurantes, casas para habitación privada, edificios de apartamentos y oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5. m. y todas aquellas estructuras cuyas fallas por movimiento sísmico pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del A.

GRUPO C. Estructuras cuya falla implicaría un costo pequeño y no pueda normalmente causar daños a construcciones de los dos primeros grupos. Se incluyen en el presente grupo bardas con altura no mayor de 2.5 m. y bodegas provisionales para la construcción de obras pequeñas.

CAPITULO III CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

ARTICULO III.1

Toda estructura, y cada una de sus partes, deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

a) Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que pueden presentarse durante su vida útil esperada, y

b) No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación de proyecto.

ARTICULO III.2

Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes incluyendo la cimentación y el suelo, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

ARTICULO III.3

Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

CAPITULO IV DOCUMENTOS

ARTICULO IV.1

La documentación requerida del proyecto estructural deberá cumplir con lo previsto en el capítulo II de la parte 1 Requisitos Administrativos referente a licencias de construcción de este Reglamento.

ARTICULO IV.2

En ningún caso, las estructuras podrán ser construidas, si no se justifica previamente su estabilidad y duración bajo la acción de las cargas que van a soportar y transmitir al subsuelo, es decir, si no se presentan las MEMORIAS DE CALCULO ESTRUCTURAL correspondientes.

Las MEMORIAS DE CALCULO deberán reunir los siguientes requisitos:

1) Descripción detallada en la estructura propuesta y de sus elementos componentes, indicando dimensiones, manera como trabajará en su conjunto y la forma como transmitirá las cargas al subsuelo;

2) Justificación del tipo de estructura elegida, de acuerdo al proyecto en cuestión y las normas técnicas contenidas en este Reglamento, relativas a dimensionamiento, fuerzas aplicadas y métodos de diseño;

3) Descripción del tipo y de la calidad de los materiales de la estructura, indicando todos aquellos datos relativos a su capacidad y resistencia, esfuerzos máximos admisibles, módulos elásticos, etc.; y en general todas aquellas características que permitan definir las propiedades mecánicas de todos y cada uno de los elementos de la estructura;

4) Indicación y respaldo de los datos relativos al terreno donde se va a cimentar la estructura, como son: corte estratigráfico hasta la profundidad requerida para cimentar, tipo de capa o estrato resistente elegido, profundidad, ángulo de fricción interna del material y en general todos aquellos datos que permitan definir el suelo en cuestión;

5) Descripción del procedimiento constructivo que se va a seguir para llevar a cabo la estructura, en el caso de estructuras autoportantes durante la etapa de construcción, se asentarán los esfuerzos de erección durante la etapa de construcción;

6) Presentación obligada del cálculo de todos y cada uno de los elementos tipo, detallando en cada caso las cargas, método de cálculo utilizado, secuencia del mismo y diseño resultantes. Independientemente de lo anterior, la Secretaría podrá exigir, cuando así lo juzgue conveniente, la presentación de los cálculos completos para su revisión;

7) Todos y cada uno de los requisitos anteriores deberán comprender los planos estructurales correspondientes, y

8) en general, todos cálculos y planos que los acompañen, deberán ser perfectamente legibles e inteligibles.

ARTICULO IV.3

En el libro de bitácora deberá anotarse, en lo relativo a los aspectos de seguridad estructural, la descripción de los procedimientos de construcción utilizados, las fechas de las distintas operaciones, la interpretación y la forma en que se han resuelto detalles estructurales no contemplados en el proyecto estructural, así como cualquier modificación o adecuación que resulte necesaria al contenido de los mismos. Toda modificación, adición o interpretación de los planos estructurales deberá ser aprobada por el director responsable de obra o por el corresponsable de la seguridad estructural en su caso. Deberán elaborarse planos que incluyan las modificaciones significativas del proyecto estructural que se haya aprobado y realizado, de acuerdo a lo establecido referente a responsable proyectista de obra civil (ver artículo III-1).

TITULO B CARGAS Y DEFORMACIONES IMPUESTAS

CAPITULO V ACCIONES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL

ARTICULO V.1

En el diseño de toda estructura 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 tierras y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varíen 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 frenaje, y

c) Las acciones accidentales con las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas (tratadas en el título j) los efectos de viento (tratados en el título I), los efectos de explosiones, incendios, y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en la estructuración y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso que ocurran estas acciones.

ARTICULO V.2

Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por la Secretaría 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 indicados en la tabla 1, para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable en 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:

b.1) La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la construcción. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes.

b.2) la intensidad media se estimará con el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo, y

b.3) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomara, en general, igual a cero;

c) Para las acciones accidentales se considera como intensidad de diseño el valor que corresponde a un período de recurrencia de 50 años. Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y consignarse en los planos estructurales, y

d) La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso que pueda presentarse una acción accidental, como el mismo, y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable.

TABLA 1

PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS

MATERIAL		Peso volumétrico en ton/m3	
		Máximo	Mínimo
I. PIEDRAS NATURALES			
ARENISCA (CHILUCAS	SECAS	2.45	1.75
Y CANTERAS)	SATURADAS	2.50	2.00
ASFALTOS (PIEDRA	SECOS	2.60	
2.35			
BRAZA)	SATURADOS	2.65	2.45
GRANITO		3.20	2.40
MARMOL		2.60	2.55
RIOLITA	SECA	2.50	2.00
	SATURADA	2.55	2.05
PIZARRAS	SECA	2.80	2.30
	SATURADAS	2.85	2.35
TUCURUGUAY	SECOS	1.80	1.20
	SATURADOS	2.10	1.60
TEZONTLES	SECOS	1.25	0.65
	SATURADOS	1.55	1.15
CALIZA	SECA	2.80	2.40
	SATURADA	2.85	2.45
II. SUELOS			
ARENA DE GRANO DE	SECA	1.75	1.40
TAMAÑO UNIFORME	SATURADA	2.10	1.85
ARENA BIEN	SECA	1.90	1.55
GRADUADA	SATURADA	2.30	1.95
ARCILIA		2.20	1.50
CALICHE	SECO	1.50	1.20
	SATURADO	2.10	1.70

TABLA 1 (continuación)

III. PIEDRAS ARTIFICIALES, CONCRETOS Y MORTEROS			
CONCRETOS SIMPLES CON			
AGREGADOS DE PESO NORMAL		2.20	2.00
CONCRETO REFORZADO		2.40	2.20
MORTERO DE CAL Y ARENA		1.50	1.40
MORTERO DE CEMENTO Y ARENA		2.10	1.90
APLANADO DE YESO		1.50	1.10
TABIQUE MACIZO HECHO A MANO		1.50	1.30
TABIQUE MACIZO PRENSADO		2.20	1.60
BLOQUE HUECO DE CONCRETO			
LIGERO (VOLUMEN NETO)		1.30	0.90
BLOQUE HUECO DE CONCRETO			
INTERMEDIO (VOLUMEN NETO)		1.70	1.30
BLOQUE HUECO DE CONCRETO			
PESADO (VOLUMEN NETO)		2.20	2.00
VIDRIO PLANO		3.10	2.80
IV. MADERA			
CAOBA	SECA	0.65	0.55
	SATURADA	1.00	0.70
CEDRO	SECO	0.55	0.40
	SATURADO	0.70	0.50
OYAMEL	SECO	0.40	0.30
	SATURADO	0.65	0.55
ENCINO	SECO	0.90	0.80
	SATURADO	1.00	0.80
PINO	SECO	0.65	0.45
	SATURADO	1.00	0.80
V. RECUBRIMIENTOS		Pesos en Kg/m ²	
AZULEJO		15	10
MOSAICOS DE PASTA		35	25
GRANITO O TERRAZO DE	20 X 20	45	35
	30 X 30	55	45
	40 X 40	65	55
LOSETA ASFALTICA O VINILICA		10	5

CAPITULO VI CARGAS MUERTAS

ARTICULO VI.1

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados 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 caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

ARTICULO VI.2

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m². Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de pesos normal, el peso calculado de esta capa incrementará también en 20 kg/m² de manera que el incremento total será de 40 kg/m². 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.

CAPITULO VII CARGAS VIVAS

ARTICULO VII.1

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen en el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en el artículo VII.2

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos y 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.

ARTICULO VII.2

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberán 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 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 cargas 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;

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 del artículo V.2 de este Reglamento, y

e) Las cargas uniformes de la tabla siguiente se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento: (tabla 2).

TABLA 2

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, en kg/m²

DESTINO DE PISO O CUBIERTA	W	Wa	Wm	OBSERVACIONES
a) . Habitación cada-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales y similares.	70	90	170	(1)
b) . oficinas, despachos, laboratorios y hospitales.	100	180	250	(2)
c) . Comunicación para peatones, pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público.	40	150	350	(3) , (4)
d) . Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales.	40	350	450	(5)
e) . Otros lugares de reunión, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares.	40	250	350	(5)
f) . Comercios, fábricas y bodegas.	0.8Wm	0.9Wm	Wm	(6)
g) . Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%.	15	70	100	(4) , (7)
h) . Cubiertas y azoteas con pendiente mayor del 5% y menor del 20%.	5	20	60	(4) , (7) , (8)
i) . Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%.	5	20	40	(4) , (7) , (8)
j) . Volados en vía pública, marquesinas balcones y similares.	15	70	300	
k) . Garages y estacionamientos para automóviles exclusivamente.	40	100	250	(9)
l) . Andamios y cimbras para concreto.	15	70	100	(10)

Wm = carga viva para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos

Wa = carga viva para el diseño sísmico y por viento

W = carga viva para el diseño de asentamientos diferidos y flechas diferidas.

OBSERVACIONES A LA TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS

1. Para elementos con área tributaria mayor de 36m^2 , W_m podrá reducirse, tomándola igual a $100 + 420/_A$ (A es el área tributaria al elemento analizado, en m^2). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m , una carga de 500 kg, aplicada sobre un área de 50 X 50 cm en la posición más crítica.

Para sistema de piso ligero con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 250 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 100 kg para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 80 cm 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 m^2 , W_m podrá reducirse, tomándola igual a $180 + 420/_A$ (A es el área tributaria al elemento analizado, en m^2). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m , una carga de 1000 kg aplicada sobre un área de 50 X 50 cm 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 500 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 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 caso a) de la tabla;

4. En el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/m^2 actuando al nivel y en la dirección más desfavorable;

5. En estos casos deberá presentarse particular atención a la revisión de los estados límites de servicio relativo a vibraciones;

6. Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios del artículo V.2 la carga unitaria, W_m , que no será inferior a 350 kg/m^2 y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción;

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 y 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 100 kg en la posición más crítica.

8. Además, en el fondo de los valles de techo inclinados se considerará una carga, debida a granizo de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo de desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad;

9. Más una concentración de 1500 kg en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate, y

10. Más una concentración de 100 kg en el lugar más desfavorable.

ARTICULO VII.3

Durante el proceso de construcción deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse; estas incluirán el peso de los materiales que se almacenan 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 que 150 kg/m^2 . Se considerará además una concentración de 150 kg en el lugar más desfavorable.

ARTICULO VII.4

El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasionen el cambio de uso de una construcción, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

CAPITULO VIII ACCIONES DINAMICAS DEBIDAS A MAQUINARIA Y EQUIPO

ARTICULO VIII.1

En el diseño de estructuras que alojen o estén próximas a maquinaria o equipo los efectos dinámicos de la operación de éstos deberán considerarse como acciones y verificar que debido a ellos la estructura no incurra en estado límite alguno, ya sea de seguridad o de servicio.

En particular, si la función principal de la estructura es la de servir de apoyo a una máquina, en el diseño se considerará como estado límite cualquier comportamiento estructural que impida o limite el correcto funcionamiento de ésta.

ARTICULO VIII.2

Toda maquinaria en operación produce vibraciones que son transmitidas a su estructura de soporte, a la cimentación sobre la que está desplantada y al terreno vecino. Para fines de diseño estructural estas variaciones pueden clasificarse, de acuerdo a su duración, en:

- a) Vibraciones transitorias; debidas principalmente a fenómenos de tipo impulsivo, como los que se presentan en la operación normal de máquinas de impacto, tales como martillos mecánicos, y en el inicio, término y cambios de régimen de operación de máquinas rotatorias y reciprocantes, y
- b) Vibraciones estacionarias; producidas por fenómenos de carácter repetitivo, como los que ocurren en la operación normal de máquinas rotatorias y reciprocantes. Estas vibraciones conviene subdividirlas, de acuerdo a la velocidad de operación de la máquina, en de alta y baja frecuencia.

Los criterios de diseño estructural y las acciones (fuerzas perturbadoras) que para él se empleen dependerán del tipo de vibración producida por la maquinaria.

ARTICULO VIII.3

Cuando en el diseño estructural se consideren acciones debidas a maquinaria, deberán seguirse los criterios establecidos por el fabricante del equipo.

Solo en los casos en que no se disponga de dichos criterios, o éstos sean incompletos o insatisfactorios, deberán adoptarse otros, los cuales habrán de basarse en un

modelo, analítico o experimental, del movimiento de la maquinaria; y en su defecto se usarán los factores de impacto dados en la tabla 3.

TABLA 3

TABLA DE FACTORES POR IMPACTO Y VIBRACIONES EN MAQUINARIA Y EQUIPO

TIPO DE MAQUINA	FACTOR
MAQUINAS DE ELEVACION:	
Máquinas de elevadores	2.00
Máquinas de grúas eléctricas	1.25
Máquinas de grúas de mano	1.10
OTRAS MAQUINAS:	
Maquinaria ligera	1.25
Máquinas reciprocantes y unidades de potencia	1.50

CAPITULO IX ACCIONES ACCIDENTALES

ARTICULO IX.1

Son las que tienen valores significativos a cortos intervalos de tiempo, perteneciendo a este grupo las cargas de viento, tratadas en el título I y las cargas de sismo, tratadas en el título J de este Reglamento.

CAPITULO X DEFORMACIONES IMPUESTAS

ARTICULO X.1

Las deformaciones a que se refiere este inciso incluyen hundimientos diferenciales, efectos de cambio de temperatura y efectos de contracción.

Cuando los hundimientos diferenciales que sufre el terreno por efecto de las cargas de la edificaciones que soporta, excedan de los valores que se indican en la tabla 4, deberán tenerse en cuenta en el análisis de marcos de concreto o acero.

Cuando se tienen muros cargadores de ladrillo recocido o bloque de concreto o marcos rigidizados con este tipo de muro y/o diagonales, la relación entre el hundimiento diferencial y el claro no deberá exceder de 0.002 y si se tienen acabados muy sensibles como yeso, piedra ornamental, etc., de 0.001, a menos que estos acabados se coloquen después de ocurrir los hundimientos.

Podrá omitirse el cálculo de los efectos de cambios de temperatura y contracción por fraguado en estructuras de concreto cuya dimensión no exceda de 30m en ninguna dirección, si todos sus miembros estructurales son de eje recto y siempre que las losas de concreto más directamente expuestas a la interperie estén protegidas de ésta al menos por un enladrillado. El límite citado puede aumentarse a 45 m en estructura de acero.

ARTICULO X.2

Para el cálculo de hundimiento deberá consultarse el título D correspondiente al diseño de cimentaciones de este Reglamento. Los efectos de hundimiento diferenciales como acciones en la estructura podrán omitirse cuando no se excedan los valores dados en la tabla 4 o bien en cualquiera de los siguientes casos:

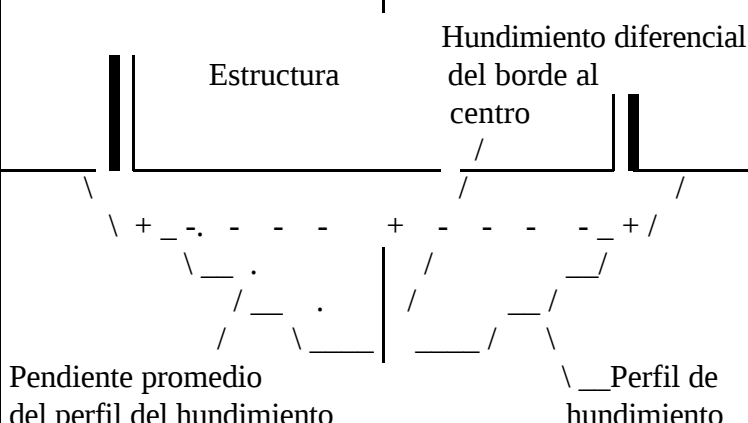
- a) Cuando el máximo hundimiento calculado no exceda de 2 cm, siempre que el suelo sobre el que se apoye la construcción no posea marcadas heterogeneidades en planta y no contenga arcillas expansivas;
- b) Cuando toda la construcción se apoye en roca sana, o en suelo cuyo número de golpes por cada 30 cm de profundidad, en prueba de penetración estandar, sea mayor de 20 desde la superficie de la construcción hasta 1.5 veces el ancho de ésta y que dicho suelo no contenga arcillas expansivas, y
- c) Cuando la experiencia local con construcciones semejantes a la que se proyecta, o más vulnerables a los hundimientos que ésta, es abundante e indica que los hundimientos diferenciales carecen de importancia.

TABLA 4

HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES TOLERABLES EN ESTRUCTURA

Tipo de Estructura	Hundimiento diferencial tolerable	Observaciones
Tanques estacionarios de acero para almacenamiento de petróleo o algún otro fluido. Extremo fijo Extremo móvil	(Unidades de radianes de la pendiente de asentamiento) 0.008 0.002 a 0.003 (dependiendo de los valores de la tapa flotante).	Valores aplicados a tanques sobre base flexible. Las losas rígidas para la base no permitirán los asentamientos sin --- fisuramiento y pandeo local.
Guías para grúas móviles	0.003	Valor tomado ---- longitudinalmente a lo largo de la guía. El hundimiento entre guías generalmente no rige el problema.
Losa de cimentación circular o zapatas anulares rígidas para estructuras esbeltas y altas como torres, silos, tanques de agua	0.002 (pendiente transversal de cimentaciones rígidas)	
Tuberías forzadas de concreto con juntas	0.015 (variación del ángulo en una junta en radianes)	La máxima variación angular en la junta es generalmente de 2 a 4 veces el promedio de las pendientes del perfil de hundimiento. El daño a la junta depende de la extensión longitudinal
Marcos de acero hasta 4 pisos de 4 a 14 pisos de 15 o mas pisos	0.006 0.006 (1.255-0.0636n) 0.0018	n= número de pisos
Marcos de concreto hasta 4 pisos de 4 a 14 pisos de 15 o mas pisos	0.004 0.004 (1.255-0.0636n) 0.0012	n= número de pisos. Deberán también analizarse los efectos de todo incremento semanal en el hundimiento superior a 0.002 veces la distancia entre columna

TABLA 4 (continuación)

Estructuras de acero de 1 ó 2 plantas, armaduras para techo, almacenes con muros flexibles	0.006 a 0.008	La presencia de grúas móviles y de líneas de transmisión pueden limitar el hundimiento tolerable.
Casas de 1 ó 2 plantas con muros de carga de ladrillo y estructuras ligeras.	0.002 a 0.003	Valores mayores son tolerables si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de completar el acabado interior
Estructuras con acabado interior o exterior relativamente insensible, como mampostería en seco, paneles móviles o de vidrio.	0.002 a 0.003	Desperfectos en la estructura pueden limitar los hundimientos tolerables
Estructura con acabado interior o exterior sensibles, como yeso, piedra ornamental, teja.	0.001 a 0.002	Valores mayores son tolerables si la mayor parte del hundimiento ocurre antes de terminar la obra
Estructuras rígidas de concreto pesado de varias plantas sobre losa de cimentación estructurada de + 1.20 m de espesor.	0.0015	Daños al acabado interior o al exterior puede limitar los hundimientos tolerables
 El diagrama ilustra la medición del hundimiento diferencial. Se muestra una estructura con un borde y un centro. Se indica el 'Hundimiento diferencial del borde al centro' con una línea de puntos y una flecha. Se muestra la 'Pendiente promedio del perfil del hundimiento' con una línea de puntos y una flecha. Se muestra el 'Perfil de hundimiento' con una línea de puntos y una flecha.		El hundimiento diferencial tolerable se expresa en términos de la pandiente del perfil del hundimiento
		Valor de 0.001= 1 cm de hundimiento diferencial en 10 m de distancia
		Valor de 0.008= 8cm de hundimiento diferencial en 10 m de distancia

ARTICULO X.3

Los efectos por cambio de temperatura podrán omitirse en estructuras cuyas dimensiones no exceden de 30 m, en cualquier dirección, si todos sus miembros estructurales son de ejes rectos y si las losas de concreto más directamente expuestas a la intemperie están protegidas al menos por un enladrillado. Cuando se trata de elementos estructurales de acero, el límite citado para las dimensiones podrá incrementarse en 50 por ciento.

Los elementos estructurales que se encuentran en contacto con ambientes de temperatura controlada o excepcional, tales como tanques, hornos y frigoríficos, merecen consideración especial en el diseño por efectos de cambio de temperatura.

a) Cuantificación de los efectos por cambios de temperatura:

Para la evaluación de estos efectos, se cuantificarán primero los cambios totales en longitud y curvatura de los miembros estructurales sin considerar restricciones debidas a otros miembros y/o apoyos. Conocidos estos cambios totales de los miembros individuales, se procederá al análisis de la estructura como conjunto, debiéndose satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

Se cuantificarán los cambios totales de longitud de los miembros estructurales, antes de tener en cuenta las restricciones debidas a sus apoyos, mediante la expresión

$$L2 - L1 = C L1 (T2 - T1)$$

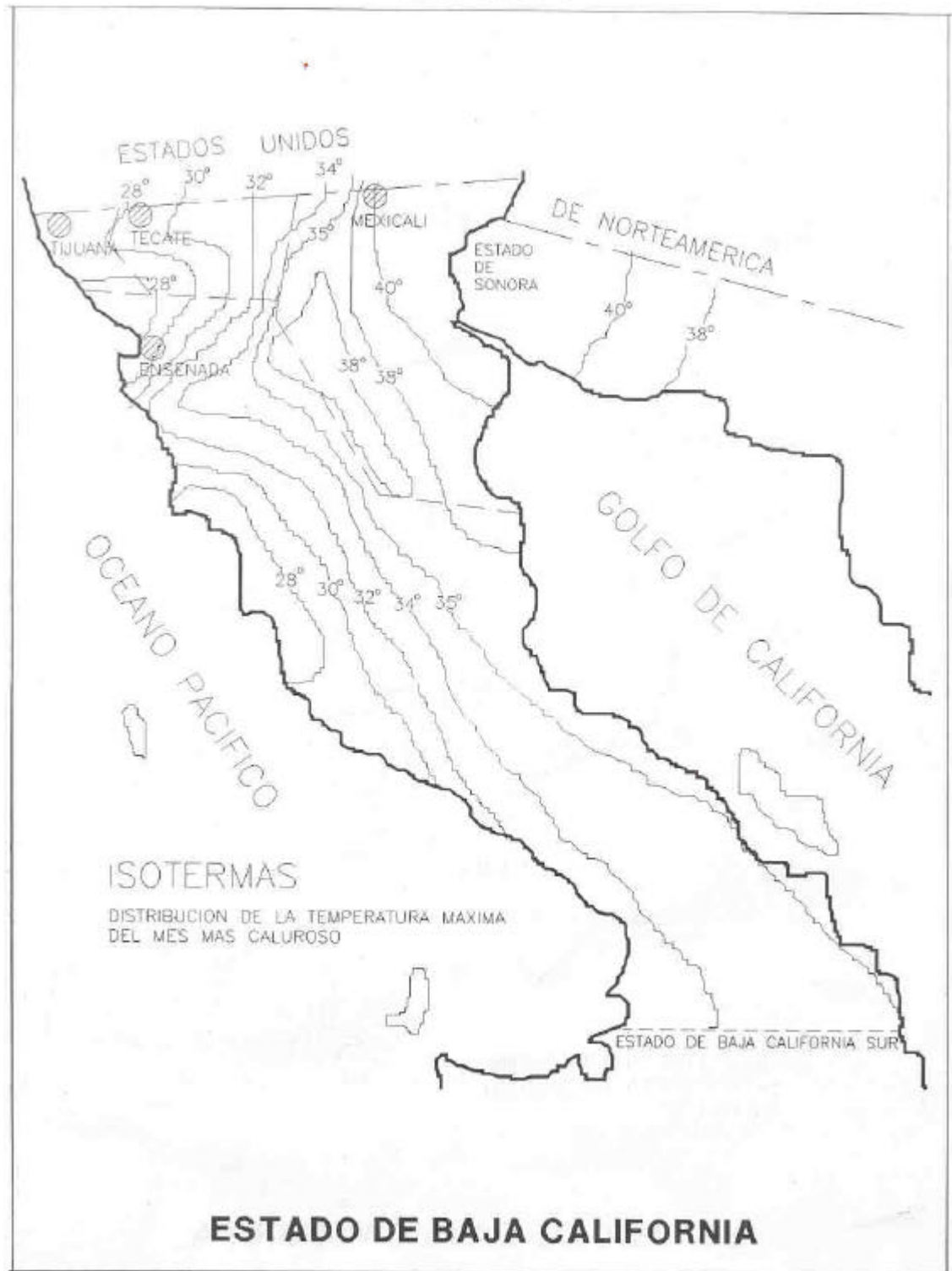
En donde L1 y L2 son las longitudes del miembro que corresponden a las temperaturas T1 y T2 respectivamente, y C es el coeficiente térmico de expansión lineal, tabla 5.

TABLA 5

COEFICIENTES TERMICOS DE EXPANSION LINEAL

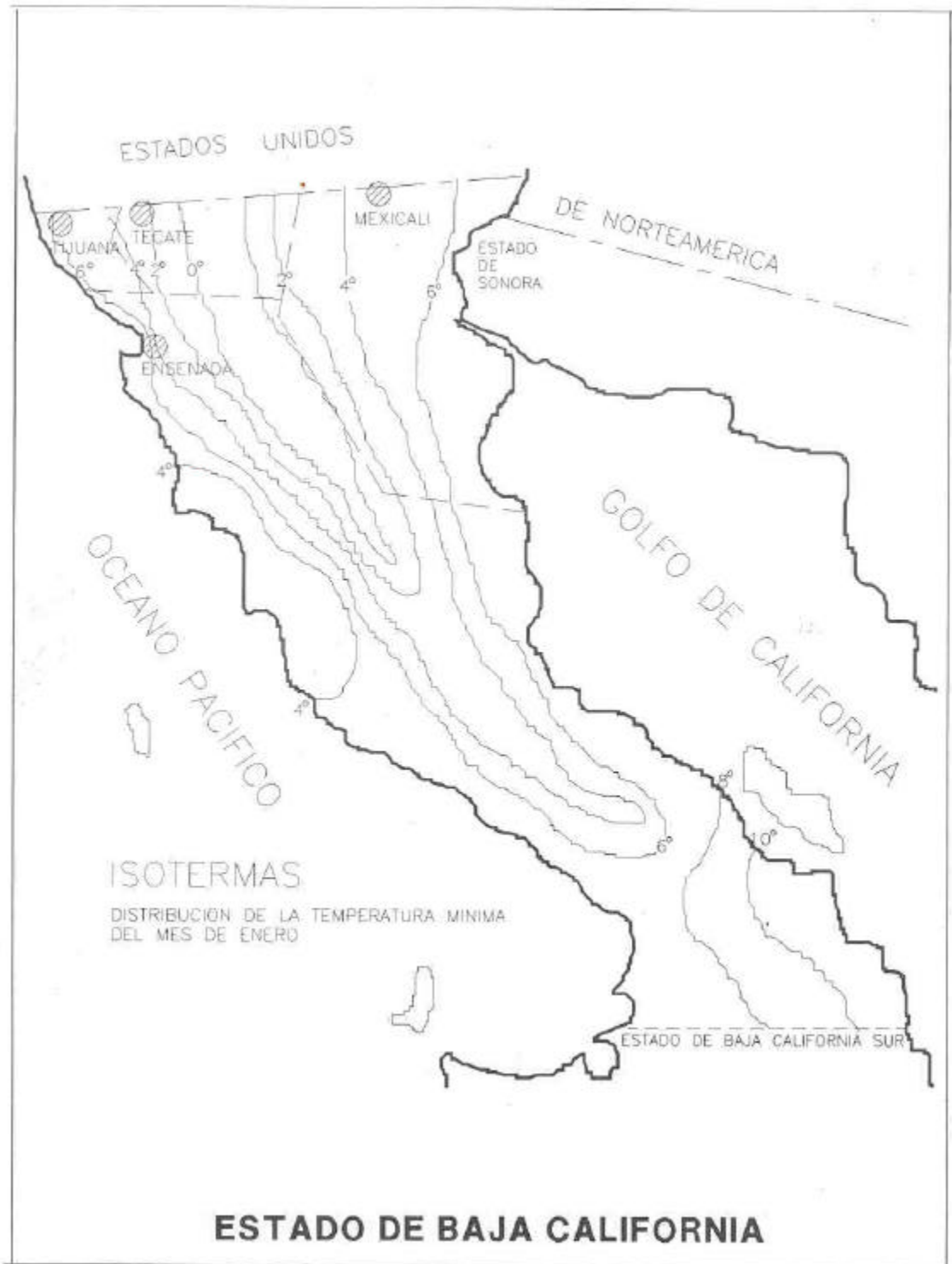
MATERIAL	COEFICIENTE C (1/ ° C)
ACERO	0.0000120
CONCRETO	0.0000143
MAMPOSTERIA DE LADRILLO	0.0000055
MAMPOSTERIA DE PIEDRA	0.0000063
ALUMINIO	0.0000231

FIGURA 1



GRAFICA-----PAG. 21 FIGURA 1 (MAPA)

FIGURA 2



ARTICULO X.4

Los efectos de contracción por fraguado en estructuras de concreto deberán sumarse a los provocados por cambios de temperatura. En los casos en que éstos puedan omitirse, aquéllos también podrán despreciarse.

En elementos de concreto reforzado, la contracción unitaria puede estimarse conservadoramente de acuerdo a la tabla 6.

TABLA 6

CONTRACCION UNITARIA APROXIMADA EN ELEMENTOS DE CONCRETO
REFORZADO.

CLIMA	CONTRACCION UNITARIA
HUMEDO	0.0002
MODERADO	0.0003
SECO	0.0004

CAPITULO XI OTRAS ACCIONES IMPORTANTES A CONSIDERAR EN
EL DISEÑO ESTRUCTURAL

ARTICULO XI.1

En el diseño de elementos estructurales adyacentes a depósitos de suelos, deberá considerarse la presión lateral ejercida por el depósito sobre el elemento, tomando en cuenta, además, los efectos de posibles sobrecargas, fijas o móviles. Cuando parte, o todo el suelo adyacente se encuentra bajo el nivel freático, los cálculos de presiones deberán hacerse considerando el peso sumergido del suelo y la presión hidrostática correspondiente. Los efectos de estas acciones se tratan con detalle en el capítulo 4, Parte 2 Requisitos Estructurales de este Reglamento.

ARTICULO XII.2

Para el empuje estático de líquidos se considerará:

- a) Líquido con superficie libre

Los empujes estáticos de líquidos con superficie libre se calcularán suponiendo que en cada punto de contacto del líquido con la paredes y fondo del recipiente que lo contiene, obra una presión igual al peso volumétrico del líquido por la altura medida desde la superficie libre hasta el punto considerado.

Cuando el peso volumétrico del líquido sea menor que el del agua, se revisarán los elementos estructurales, excepto en el cálculo del asentamiento y el diseño sísmico, suponiendo también que el recipiente está lleno de agua, y

b) Líquidos a presión

Cuando sobre la superficie libre del líquido obre una presión mayor que la atmosférica, se sumará la diferencia a las presiones calculadas de acuerdo con el inciso anterior.

ARTICULO XI.3

Del empuje estático de material granular se tomará:

a) Valores nominales de pesos volumétricos y ángulos de fricción.

Los valores nominales de pesos volumétricos y ángulos de fricción para el cálculo de presiones podrá tomarse de la tabla 7 o determinarse en forma experimental, en cuyo caso se adoptará como peso volumétricos nominal aquel que tenga una posibilidad del 2 por ciento de ser excedido, y como ángulo de fricción aquéllos con probabilidad del 2 por ciento de que se presente un valor más pequeño. También podrán utilizarse valores medios que se citen en la literatura técnica fidedigna, aumentado 5 por ciento el peso volumétrico y disminuyendo las tangentes de los ángulos de fricción un 10 por ciento, y

b) Efectos dinámicos de vaciado

Salvo que se empleen tubos antidinámicos para vaciar el material, además de las presiones citadas por material almacenado, deberán tenerse en cuenta los efectos dinámicos debidos al vaciado.

Si el silo se puede vaciar excéntricamente deberán tomarse en cuenta, adicionalmente, las presiones asimétricas provenientes de tal operación, a menos que se recurra a algún dispositivo que asegure el descenso centrado del material.

Para grupos de silos con cimentación común es necesario revisar las posibilidades de tener vacíos uno o varios silos del grupo.

TABLA 7

VALORES NOMINALES DE PESOS VOLUMETRICOS Y ANGULOS DE FRICCION

MATERIAL	— (ton/m3)	—	K	SILO DE CONCRETO		SILO DE ACERO	
				—'c	fc	—'a	fa
Cemento	1.50	30°	0.33	20°	0.55	29°	0.55
Carbón	0.84	31°	0.32	30°	0.58	18°	0.32
Coque	0.46	35°	0.27	36°	0.76	22°	0.40
Arena y grava	1.80	35°	0.27	28°	0.53	20°	0.36
Maiz	0.74	24°	0.42	19°	0.34	19°	0.34
Trigo	0.87	21°	0.47	22°	0.40	20°	0.36
Frijol	0.76	27°	0.38	20°	0.36	20°	0.36
Chícharo	0.84	22°	0.45	14°	0.25	14°	0.25
Cebada	0.66	24°	0.42	20°	0.36	20°	0.36
Avena	0.46	24°	0.42	22°	0.40	22°	0.40
Linaza	0.69	21°	0.47	20°	0.36	20°	0.36

— = peso volumétrico del material almacenado

— = ángulo de fricción interna del material almacenado

K = $\tan^2 (45^\circ - \text{—}/2)$

—'c = ángulo de fricción entre el material almacenado y las paredes del silo (concreto o tabique)

—'a = ángulo de fricción entre el material almacenado y las paredes del silo (acero)

$$f_c = \tan \alpha_c$$

$$f_a = \tan \alpha_a$$

CAPITULO XII DISEÑO ESTRUCTURAL INCLUYENDO EFECTOS DE DEFORMACIONES IMPUESTAS.

ARTICULO XII.1

En el método de diseño elástico se usarán las siguientes combinaciones de efectos de las cargas y de las deformaciones impuestas.

a) Carga muerta + carga viva + deformaciones impuestas por hundimientos diferenciales, temperatura y contracción de fraguado;

b) La combinación anterior más carga de sismo o viento.

Los esfuerzos admisibles se incrementarán para el caso del concreto en 33 por ciento para la combinación con sismo y el 40 por ciento para la combinación con viento. Para el acero de refuerzo y estructural los incrementos serán de 50 y 60 por ciento respectivamente, y

Si se emplea un método de diseño por resistencia última, se combinarán los efectos de las cargas y deformaciones impuestas empleando factores de carga congruentes con el método de diseño que se adopte.

ARTICULO XII.2

En las construcciones, la revisión de los estado límite de deformaciones se considerará cumplida si se comprueba que no se exceden los valores siguientes:

a) Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 0.5 cm. Además, para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, se considerará como estado límite una flecha, medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual al claro entre 480, más 0.3 cm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se multiplicarán por dos, y

b) Una deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura de entrepiso entre 500 para estructuras que tengan ligados elementos no estructurales que puedan con pequeñas deformaciones e igual a la altura de entrepiso entre 250 para otros casos; para diseño sísmico se observará lo dispuesto en el título J, parte 2 Requisitos Estructurales, de este Reglamento.

CAPITULO XIII PRUEBAS DE CARGA

ARTICULO XIII.1

Será necesario comprobar la seguridad de una estructura por medio de pruebas de carga en los siguientes casos:

a) En las edificaciones de recreación, y todas aquellas construcciones en la que pueda haber frecuentemente aglomeración de personas, así como las obras provisionales que puedan albergar a más de 100 personas, clasificadas en el artículo II.1, capítulo II, título A, parte 2 de este Reglamento;

b) Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para juzgar en forma confiable la seguridad de la estructura en cuestión, y

c) Cuando la Secretaría lo estime conveniente en razón de duda en la calidad y resistencia de los materiales o en cuanto a los procedimientos constructivos.

ARTICULO XIII.2

Para realizar una prueba de carga mediante la cual se requiera verificar la seguridad de la estructura se seleccionará la forma de aplicación de la carga de prueba y la zona de la estructura sobre la cual se aplicará, de acuerdo a las siguientes disposiciones:

a) Cuando se trate de verificar la seguridad de elementos o conjuntos que se repiten, bastará seleccionar una fracción representativa de ellos, pero no menos de tres, distribuidos en distintas zonas de la estructura;

b) La intensidad de la carga de prueba deberá ser igual a 85 por ciento de la de diseño incluyendo los factores de carga que correspondan;

c) La zona en que se aplique será necesaria para producir en los elementos o conjuntos seleccionados los efectos más desfavorables;

d) Previamente a la prueba se someterán a la aprobación de la Secretaría el procedimiento de carga y el tipo de datos que se recabarán en dicha prueba, tales como deflexiones, vibraciones y agrietamientos;

e) Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará sobre la estructura no menos de veinticuatro horas;

f) Se considerará que la estructura ha fallado si ocurre colapso, un falla local o incremento local brusco de desplazamiento o de la curvatura de una sección. Además, si veinticuatro horas después de quitar la sobrecarga la estructura no muestra una recuperación mínima de setenta y cinco por ciento de sus deflexiones, se repetirá la prueba;

g) la segunda prueba de carga no debe iniciarse antes de setenta y dos horas de haberse terminado la primera;

h) Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la recuperación no alcanza, en 24 horas, el setenta y cinco por ciento de las deflexiones debidas a dicha segunda prueba; segunda prueba;

I) Si la estructura pasa la prueba de carga, pero como consecuencia de ellos se observan daños tales como agrietamientos excesivos deberá repararse localmente y reforzarse; podrá considerarse que los elementos horizontales han pasado la prueba de carga, aún si la recuperación de las flechas no alcanzare el setenta y cinco por ciento, siempre y cuando la flecha máxima no exceda de dos milímetros + $L^2 / (20\,000h)$, donde L, es el claro libre del miembro que se ensaye y h su peralte total en la mismas unidades que L; en voladizos se tomará L como el doble del claro libre;

j) en caso de que la prueba no sea satisfactoria, deberá presentarse a la Secretaría un estudio proponiendo las modificaciones pertinentes, y una vez realizadas éstas, se llevará a cabo una nueva prueba de carga;

k) Durante la ejecución de la prueba de carga deberán tomarse las precauciones necesarias para proteger la seguridad de las personas y del resto de la estructura, en caso de fallas de la zona ensayada. El procedimiento para realizar pruebas de carga de pilotes será el incluido en las normas técnicas relativas a cimentaciones, y

1) Cuando se requiera evaluar mediante pruebas de carga la seguridad de una construcción ante efectos sísmicos, deberán diseñar procedimientos de ensaye y criterios de evaluación que tomen en cuenta las características peculiares de la acción sísmica, como son la imposición de efectos dinámicos y de repeticiones de carga alternadas. Estos procedimientos y criterios deberán ser aprobados por la Secretaría.

TITULO C

ESTRUCTURACION

CAPITULO XIV CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS EDIFICACIONES

ARTICULO XIV.1

El proyecto arquitectónico de una construcción deberá permitir una estructuración atención a los efectos sísmicos y de viento

El proyecto arquitectónico de preferencia permitirá una estructuración regular que cumpla con los requisitos que se establecen en la normas técnicas de diseño sísmico y de viento de este Reglamento

Las construcciones que no cumplan con dichos requisitos de regularidad se diseñarán para condiciones sísmicas y de viento más severas, en la forma que se especifique en las normas mencionadas.

En este capítulo se hace distinción entre los elementos estructurales y no estructurales y se especifican las precauciones que deben tenerse con estos últimos. Se establecen también tipos y requisitos mínimos de estructuración clasificándolos para su aplicación en otros capítulos de este Reglamento.

ARTICULO

2

Se considerarán como elementos estructurales aquellos sobre los que obran directamente las cargas y los que están ligados a ellos de manera que su resistencia y rigidez afectan las del conjunto

Se considerarán como elementos que no forman parte de la estructura aquellos que poseen resistencia y rigidez despreciables con respecto a las de la estructura principal y aquellos que no tienen con la estructura principal una unión capaz de transmitir fuerzas.

ARTICULO XVI.3

Toda construcción deberá separarse de sus linderos con predios vecinos a una distancia no menor de 5 cm ni menor que el desplazamiento horizontal se obtendrá con las fuerzas sísmicas calculadas como se indica en el capítulo J parte 2 de este Reglamento, el que regirá también las separaciones que deben dejarse en juntas de construcción entre cuerpos distintos de una misma construcción.

Los espacios entre construcciones vecinas y la juntas de construcción deberán quedar libres de toda obstrucción.

Las separaciones que deben dejarse en colindancias y juntas se indicarán claramente en los planos arquitectónicos y en los estructurales.

ARTICULO XIV.4

Los acabados y recubrimientos cuyo desprendimiento pueda ocasionar daños a los ocupantes de la construcción o a los que transiten en su exterior, deberán fijarse mediante procedimientos aprobados por el director responsable de la obra y por el corresponsable en seguridad estructural, en su caso. Particular atención deberá darse a los recubrimientos pétreos en fachadas y escaleras, a las fachadas prefabricadas de concreto, así como a los plafones de elementos prefabricados de yeso y otros materiales pesados.

ARTICULO XIV.5

Los elementos no estructurales que pueden restringir las deformaciones de la estructura, o que tengan un peso considerable, deberán ser aprobados en sus características y en su forma de fijación por el Director Responsable de obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural en obras en que este sea requerido, tales como muros divisorios, de colindancias, de pretilas y otros elementos rígidos en fachadas, de escaleras y de equipos pesados, tanques, tinacos y casetas.

El mobiliario, los equipos y otros elementos cuyo volteo, o desprendimiento pueda ocasionar daños físicos o materiales, como libreros altos, anaqueles y tableros eléctricos o telefónicos, deben fijarse de tal manera que se eviten estos daños.

ARTICULO XIV.6

Los anuncios adosados, colgantes y de azotea, de gran peso y dimensiones deberán ser objeto de diseño estructural en los términos de este título, con particular atención a los efectos del viento. Deberán diseñarse sus apoyos y fijaciones a la estructura principal y deberá revisarse su efecto en la estabilidad de dicha estructura. El proyecto de estos anuncios deberá ser aprobado por el Director Responsable de Obra o por el Corresponsable en Seguridad Estructural en obras en que éste sea requerido.

ARTICULO XIV.7

Cualquier perforación o alteración en un elemento estructural para alojar ductos o instalaciones deberá ser aprobada por el Director Responsable en Seguridad Estructural en su caso, quien elaborará planos de detalle que indiquen las modificaciones y refuerzos locales necesarios. No se permitirá que las instalaciones de gas, agua y drenaje crucen juntas constructivas de un edificio a menos que se provean de conexiones o de tramos flexibles.

CAPITULO XV SISTEMAS DE PISO Y TECHO

ARTICULO XV.1

Los sistemas de piso o techo deberán estar diseñados para transmitir las fuerzas horizontales a los elementos que proporcionan la resistencia lateral en la dirección de análisis.

Se procurará que los pisos y techos constituyan diafragmas rígidos en su plano, de manera que las fuerzas sísmicas se transmitan a los distintos elementos resistentes en forma proporcional a su rigidez. En general se considerarán que funcionan como diafragmas rigidez. En general se considerarán que funcionan como diafragmas rígidos: las losas macizas de concreto, las losas aligeradas de concreto con un firme de por lo menos 5 cm de espesor y los sistemas metálicos o de madera adecuadamente arriostrados en su plano.

Cuando se empleen sistemas que no constituyan diafragmas rígidos en su plano, cada elemento estructural resistente a cargas laterales deberá diseñarse para soportar las fuerzas de inercia que se originan en la porción del sistema de piso que le sea tributaria, de acuerdo con la trayectoria que deben seguir dichas fuerzas de inercia.

CAPITULO XVI CRITERIOS DE ESTRUCTURACION

ARTICULO XVI.1

Las construcciones deberán poseer sistemas estructurales que les permitan resistir las fuerzas horizontales actuando por lo menos en dos direcciones ortogonales, según lo especificado en el título J de diseño sísmico, parte 2 de este Ordenamiento.

Se ha visto que la respuesta ante sismo depende de las características de masa y de rigidez de los sistemas estructurales. Son así mismo importantes la resistencia, el amortiguamiento y la capacidad de absorción de energía. Procede aquí remarcar que arquitectos e ingenieros pueden, en el momento de concebir la forma y características generales de un edificio, influir apreciablemente en la magnitud y distribución de varias de estas propiedades y por tanto, pueden influir decisivamente en el comportamiento sísmico del futuro edificio. A continuación se describen características que, según la experiencia adquirida del estudio de los efectos de sismos intensos en edificios, son recomendables para lograr un comportamiento satisfactorio:

- a) Poco peso;
- b) Sencillez, simetría y regularidad en planta
- c) Plantas poco alargadas;
- d) Sencillez, simetría y regularidad en elevación;
- e) Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad, y
- f) Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa estructural.

CAPITULO XVII DUCTILIDAD

ARTICULO XVII.1

Los criterios de diseño sísmico tratados en el título J, parte 2 Requisitos Estructurales de este Reglamento incluyen el uso de factores de comportamiento sísmico “Q” que permitan diseñar para fuerzas sísmicas menores que las correspondientes a coeficientes o espectros de diseño elástico. Mediante estas reducciones, el Reglamento reconoce la capacidad de disipación de energía que poseen distintos sistemas estructurales.

CAPITULO XVIII CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU ESTRUCTURACION

ARTICULO XVIII.1

Por su estructuración las construcciones se clasifican en los siguientes tipos:

TIPO I. DENTRO DE ESTE TIPO SE AGRUPARON:

a) Estructuras en que las fuerzas laterales son resistidas por marcos no contraventeados cuya relación altura-nase no exceda de 5; en los que el promedio de $R_n/(1 + R_n) > 0.1$, donde:

R_n = relación de la suma de rigideces relativas $K I/L$ de las trabes de cada nivel entre la suma de rigideces relativas de las columnas del entrepiso inmediato inferior

$K I/L$ = rigidez relativa del elemento considerado; momento de inercia entre claro y su modo de apoyo, donde:

$K = 4$; para elementos con doble empotramiento

$K = 3$; para elementos empotrado-articulado;

b) Estructuras en que las fuerzas laterales son resistidas por marcos no contraventeados entre cuyas trabes y columnas existe continuidad o cuya resistencia lateral es proporcionada por muros de concreto o mampostería, la relación altura total-base no debe exceder de 3. Si el marco no está contraventeado en todas las crujías, al determinar

este valor se tomará como base únicamente el ancho de la crujía o crujías contraventeadas, y

c) Estructuras en que el 50 por ciento o más de su masa se halla en el extremo superior y que tienen un solo elemento resistente en la dirección de análisis.

Se incluye en este tipo los péndulos invertidos;

TIPO II. PERTENECEN A ESTE TIPO:

a) Los edificios descritos en el tipo I, inciso a) en que la relación altura-base es mayor de 5 o en los que el promedio $R_n/(1 + R_n)$ es mayor que 0.1;

b) Los edificios descritos en el tipo I, inciso b) en que la relación altura-base es mayor de 3, no siendo necesario que las trabes y columnas estén unidas en forma de asegurar la continuidad de momentos;

c) Estructuras en que las fuerzas laterales son resistidas por la acción combinada de marcos y muros, y

d) Estructuras cuya deformación ante fuerza lateral sea esencialmente como la de una viga de flexión en voladizo, con excepción de los péndulos invertidos considerados en el tipo I, y

TIPO III. ESTRUCTURAS ESPECIALES:

Son aquellas que no pueden incluirse dentro de los tipos anteriores o que están sujetas a efectos adicionales como son muros de retención y los tanques.

TITULO D

CIMENTACION

NOTACION: Todos los símbolos se definen en el texto al emplearse y se incluyen a continuación:

A = área del cimientto, m^2 (XXI.4); lado corto de la zapata (XXIV.3)

A_b = área transversal de la barra

A_L = área lateral del pilote, m^2

A_p = área transversal, m^2

A_s = área del acero de refuerzo, cm^2

a = coeficiente en la ec. 6

B = ancho de la cimentación (XXI.4); lado largo de la zapata (XXIV.3); diámetro de la base del pilote

B' = ancho efectivo del cimientto

b = ancho de la zapata, cm

b_o = perímetro de la sección crítica, cm

C_f = capacidad por adherencia, ton

C_p = capacidad por punta, ton

C_u = cohesión, ton/m^2

D_f = profundidad de desplante, m

d = peralte efectivo, cm

d_b = diámetro de la barra

e = excentricidad de la resultante

e_o = relación de vacíos inicial

F_c = factor de carga

F_r = factor de resistencia

f = adherencia lateral

f'_c = resistencia nominal del concreto a la compresión; kg/cm^2

h = espesor de la capa impermeable

h_w = altura piezométrica

L_{db} = longitud de desarrollo básico

L_e = longitud empotrada del pilote

$N_c, N'_c, N_q, N'_q, N_u$ = coeficientes de capacidad de carga

n = exponente

P_v = presión vertical total, ton/m^2

P_e = presión vertical efectiva, ton/m^2

p = porcentaje de acero en tensión

Q = acciones verticales

q = sobrecarga

R = capacidad de carga (XXIV.11)

S = relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúa sobre el pilote

$V_c R$ = fuerza cortante, kg

V_u = esfuerzo cortante de diseño, hg/cm^2

Z = profundidad del estrato

γ = peso volumétrico del suelo, ton/m^3

γ' = peso volumétrico sumergido

γ_m = peso volumétrico del suelo

γ_m = peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático

γ_w = peso volumétrico del agua

δ_H = asentamiento de un estrato de espesor H

δ_e = variación de la relación de vacíos inicial

δ_p = incremento de presión vertical

δ_z = espesores de estratos elementales

ϕ = ángulo de fricción interna

ϕ_u = ángulo de fricción aparente

ϕ^* = ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr

δ_u = variación de la relación de vacíos inicial

ϕ_u = ángulo de fricción aparente

CAPITULO XIX ASPECTOS GENERALES

ARTICULO XIX.1

17 DE MARZO DEL 2000

En este capítulo se disponen los requisitos mínimos para el diseño y construcción de cimentaciones.

Toda construcción se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las construcciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Solo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyen materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

Siendo la finalidad de la subestructura transmitir carga al terreno de modo que no se sobrepase su capacidad de carga, deberá hacerse una estimación de ésta para lo cual, en ocasiones, bastará conocer el comportamiento de las construcciones existentes en la vecindad de la obra, de no tenerse este dato, o en estructuras importantes, a juicio del Responsable Proyectista, será necesario indentificar el tipo de suelo de cimentación y determinar su capacidad o consistencia, ya sea por muestreo alterado con ensayos de penetración estandar o en el caso de suelos finos (limos y arcillas) y cuando ya se cuenta con datos previos en la localidad, a partir de los límites de consistencia y contenido natural de agua del suelo previamente identificado.

Siempre deberá investigarse el efecto de las nuevas construcciones sobre la cimentación de las edificaciones colindantes.

La estructura debe anclarse a los elementos de la cimentación los cuales deberán diseñarse para resistir las tensiones y momentos flexionantes inducidos por fuerzas horizontales.

El estudio de mecánica de suelos, que formará parte del proyecto de la obra, será efectuado por un laboratorio que cumpla con lo establecido en el artículo XV-4, parte 1

de este Reglamento, y deberá contener la información obtenida de la investigación del subsuelo, así como los resultados de las pruebas de laboratorio y de campo.

CAPITULO XX REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

ARTICULO XX.1

Los requisitos mínimos que debe cumplir la investigación del suelo, serán los siguientes:

A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SOMERAS.

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes requisitos:

* Peso unitario medio de la estructura: menor o igual de 4 ton/m²

*Perímetro de la construcción: menor o igual que 120 m

* Profundidad de desplante menor o igual de 2.5 m

1) Inspección superficial detallada para detección de relleno sueltos y grietas;

2) Pozos a sielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante, y

3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 ton/m² bajo zapatas o 1.5 ton/m² bajo cimentaciones a base de la losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de 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 categorías:

* Peso unitario medio de la estructura: mayor de 4 ton/m²

* Perímetro de la construcción: mayor de 120 m

* Profundidad de desplante: mayor de 2.5 m.

1) Inspección superficial detallada para detección de relleno sueltos y grietas;

2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua.

Además se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada, y

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.

ARTICULO XX.2

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente 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 tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinará, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. 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 y variación de cargas que se desea 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 mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados.

Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y/o de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

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 control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compactación relativa.

CAPITULO XXI CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO

ARTICULO XXI.1

La seguridad de las cimentaciones contra los estados límites de falla se evaluará en términos de la capacidad de carga neta, es decir del máximo incremento de esfuerzo que pueda soportar el suelo al nivel de desplante. La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de las resistencias medias de cada uno de los estratos afectados por el mecanismo de falla 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, éstas deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

ARTICULO XXI.2

Los esfuerzos y deformaciones en las fronteras suelo-estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán fijarse tomando en cuenta las propiedades de la estructura y las de los suelos de apoyo. Con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras se determinará la distribución de esfuerzos compatibles con la deformación (ver tabla 4) y resistencia del

suelo y de la subestructura para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, o mediante un estudio explícito de interacción suelo-estructura.

ARTICULO XXI.3

En el proyecto de la cimentación y con base en el estudio de mecánica de suelos, se deberá fijar el procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la seguridad durante y después de la construcción.

Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cualquier cambio significativo que deba hacerse al procedimiento de construcción especificado en el estudio de mecánica de suelos se analizará con base en la información contenida en dicho estudio.

ARTICULO XXI.4

Para obtener la capacidad de carga de cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\sum Q F_c/A < C_u N_c F_R + P_v \quad \text{Ec.(1)}$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\sum Q F_c/A < [P_e (N_q - 1) + \sum B N_c / 2] F_R + P_v \quad \text{Ec.(2)}$$

donde:

$\sum Q F_c$ suma de la acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga

- A área del cimiento, m²
- PV presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo
ton/m²
- Pe presión vertical efectiva a la misma profundidad, ton/m²
- peso volumétrico del suelo, ton/m²
- Cu cohesión ton/m², determinada en la prueba de resistencia más representativa de las condiciones de trabajo.

B ancho de la cimentación, m

Nc coeficiente de capacidad de carga dado por:

a) Para suelo cohesivos:

$$N_c = (N_q - 1) \cot _ \quad \text{Ec. (3a)}$$

b) Para suelos friccionantes:

$$N_c = 5.14 \cdot (1 + 0.25 D_f/B + 0.23 B/L) \quad \text{Ec. (3b)}$$

para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$

donde D_f es la profundidad de desplante en m.

En caso de que D_f/B y B/L no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

N_q es un coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp [\pi \tan _] \tan^2 (45^\circ + _/2) \quad \text{Ec. (4)}$$

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 zapatas circulares o cuadradas.

El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

N_{τ} es un coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_{\tau} = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad \text{Ec. (5)}$$

El coeficiente N_{τ} se multiplicará por $1 - 0.4 (B/L)$ para cimientos rectangulares o cuadrados.

FR factor de resistencias especificado en el art. XXI.5 parte 2 de esta norma.

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \arctan (a \tan \phi^*) \quad \text{Ec. (6)}$$

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 de suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor de 70 por ciento, el coeficiente “a” será igual a 0.67. En cualquier otro caso, 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 manto freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ecuación 2 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad \text{Ec. (7)}$$

donde:

γ' peso volumétrico sumergido, ton/m³

γ_m peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático, ton/m³.

c) En 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 cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad \text{Ec.(8)}$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva;

d) En 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 FR;

e) En caso de cimentaciones desplantadas en el subsuelo estratificado o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla implícito en las ecs. 1 y 2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de 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 FR;

f) 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 licuación o deformaciones volumétricas importantes bajo solicitaciones sísmicas. Así mismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas 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 1 y 2 deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción de la Secretaría que es aplicable otro valor, y

g) 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:

- Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.;
- Demolición o refuerzo de bóvedas;
- Desplante bajo el piso de las cavidades.

ARTICULO XXI.5

Cuando se utilice el criterio por resistencia última los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones deberán garantizar una seguridad no menor a la implicada el artículo XXI.1, parte 2 Reglamento. Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados límite de falla, (criterio elástico y plástico):

a) 0.35 para la capacidad de carga en la base de las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente;

b) $0.7 (1-s/2)$, en que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluyan las sollicitaciones sísmicas, y

c) 0.70 para los otros casos. Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

Cuando se usen losas corridas en arcillas blandas se comprobará que el centro de gravedad de las cargas coincida con el centro de gravedad del área de cimentación.

Si se tiene conocimiento de que el suelo es una arcilla expansiva deberá hacerse un estudio de suelos para el proyecto de que se trate y tomar la precauciones necesarias.

Para obtener la capacidad de carga neta se comprobará que se satisfaga lo siguiente para zapatas continuas.

Los coeficientes de capacidad de carga N_c , N_q , N_{γ} , se calcularán con las ecuaciones 3, 4 y 5 y a su vez, se podrán utilizar como guía los valores dados en la tabla 8.

TABLA 8

COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA

γ	N_c	N_q	N_{γ}	N_q/N_c	$\tan \gamma$
0°	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
5°	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
10°	8.34	2.47	1.22	0.30	0.18
15°	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
20°	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
25°	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
30°	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
35°	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
40°	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
45°	133.87	134.87	271.76	1.01	1.00
49°	229.92	265.50	613.18	1.15	1.15

donde:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \gamma \quad \text{Ec. (3) a}$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \gamma) \tan^2(45^\circ + \gamma/2) \quad \text{Ec. (4)}$$

$$N_{\gamma} = 2 (N_q + 1) \tan \gamma \quad \text{Ec. (5)}$$

CAPITULO XXII RELLENOS ARTIFICIALES Y MOVIMIENTOS VERTICALES

ARTICULO XXII.1

Solo se aceptará cimentar sobre rellenos artificiales cuando se demuestre que éstos son compactos o se compactan adecuadamente para este fin y no contienen materiales degradables en cantidad excesiva.

En los rellenos se tendrá cuidado en el problema de flujo natural y en el de tubificación, tomando las prevenciones necesarias para el escurrimiento del agua.

Para especificación y control de la compactación de los materiales empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo de muy alta presión, se estudiará la conveniencia de recurrir a la prueba proctor modificada o a otra prueba de impactos de alta energía de compactación.

ARTICULO XXII.2

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo solicitaciones 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. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá desprestigiar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmicos se calcularán cuando proceda, como se indica en el título J, parte 2 de diseño sísmico. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrán estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

ARTICULO XXII.3

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Omega H = \sum_o^H \left[\Omega e / (1 + e_o) \right] \Omega z \quad \text{Ec.(9)}$$

donde:

ΩH asentamiento de un estrato de espesor H

e_o relación de vacíos inicial

Ωe variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical ΩP inducido a la profundidad Z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

Ωz espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Ωp 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 distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

ARTICULO XXII.4

Las construcciones ligeras sobre suelos arcillosos deberán desplantarse a una profundidad mayor que el espesor de material afectado por los cambios estacionales de humedad, salvo que se tomen medidas para mantener constante el contenido de agua de las arcillas. Podrán emplearse soluciones alternativas, tales como la colocación de una capa de material inerte, bajo la cimentación que tienda a uniformizar las expansiones; la rigidización de la cimentación para que estructuralmente sea capaz de resistir las expansiones diferenciales; la construcción de zanjas paralelas que se rellenarán con fragmentos de roca y lechada de cal. Estas soluciones alternativas deberán ser justificadas mediante un estudio especial que cuente con la aprobación de la Secretaría. Se dará una importancia particular a este problema, que puede originar movimientos diferenciales importantes en el caso de materiales susceptibles de presentar variaciones volumétricas importantes.

En la estimación de los movimientos verticales que pueda sufrir una cimentación se tomará en cuenta que las vibraciones tienden a densificar los suelos granulares secos, producir lucuación de suelos granulares finos saturados y remodelar cohesivos. Todos estos efectos pueden causar asentamientos importantes.

CAPITULO XXIII SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

ARTICULO XXIII.1

La revisión de la seguridad de la cimentaciones, consistirá de acuerdo con el capítulo XII, parte 2 de este Reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones del diseño.

La revisión de la cimentación ante estados límites de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 4 de este Reglamento.

ARTICULO XXIII.2

En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura.

I. De falla:

- a) Flotación,
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

II. De servicio:

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante,
- b) Inclinación media, y

C) Deformación diferencial.

En cada uno de estos 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 ajustarse a lo dispuesto por este Reglamento, para no causar 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.

CAPITULO XXIV DISEÑO DE CIMENTACIONES

ARTICULO XXIV.1 ACCIONES DE DISEÑO

En el diseño de las cimentaciones se considerarán las acciones señaladas en el título 2, parte 2 Requisitos Estructurales de este Reglamento, así como el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, la aceleración de la masa del suelo deslizante cuando se incluya sismo, y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura será el resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de todas las acciones pertinentes será responsabilidad conjunto de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación.

En el análisis de los estados límite de falla o servicio, se tomará en cuenta la subpresión del agua, que debe cuantificarse conservadoramente atendiendo a la evolución de la misma durante la vida útil de la estructura, La acción de dicha subpresión se tomará con un factor de carga voluntario.

ARTICULO XXVI.2

Las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

a) Primer tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables artículo VI, parte 2 incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinaciones 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 y otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estado límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

b) Segundo tipo de combinaciones:

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límites de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa del suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en el artículo XXIV.1, parte 2 del Reglamento.

En caso de cimentaciones profundas se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción, se considerará que el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto suelo-pilote es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada no-drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño las excentricidades que presente la resultante de las diversas combinaciones de acciones anteriores respecto al centroide del área de cimentación (momento de volteo).

ARTICULO XXIV.3

Las zapatas se diseñarán de modo que resistan la combinación de acciones señaladas en el artículo XXIV.2 y las reacciones que estas induzcan. El diseño se hará de acuerdo con las recomendaciones contenidas en este Reglamento, y de acuerdo con los principios básicos de diseño del concreto reforzado, del concreto simple, o de la mampostería.

Las dimensiones y forma de las zapatas se determinarán de modo que las presiones sobre el terreno causadas por las cargas de diseño no excedan la resistencia del terreno, la

cuál se determinará de acuerdo con lo señalado en el capítulo XXI parte 2 de este Reglamento.

Sobre suelos compresibles, las zapatas deben tener dimensiones de de manera que, en lo posible, la resultante de las cargas permanentes y de la carga viva media pese por el centroide del área cargada. Por otra parte, bajo la acción de cargas permanentes vivas y accidentales y un factor de carga reducido, se revisará que no se exceda la resistencia del terreno.

En suelos granulares densos o en roca, pueden admitirse zapatas bajo cargas permanentes excéntricas. En todo caso, el factor de seguridad mínimo contra el volteo será 1.5. Al considerar la posibilidad de levantamiento o de volteo, se supondrá nula la carga viva que tienda a evitar estas situaciones, y solo se considerará el 90 por ciento de la carga muerta que ayude a evitar el levantamiento o el volteo.

Se recomienda unir las zapatas por medio de elemento de liga, a menos que el material de apoyo sea de alta resistencia (roca o tepetate, por ejemplo):

- Flexión en zapatas:

Las secciones críticas para dimensionar por flexión se localizarán en la forma siguiente:

a) En zapatas que soporten columnas de concreto, pedestales, o muros de concreto, será el paño de la columna, pedestal o muro.

b) En zapatas que soporten muros de piedra o tabique, será la sección media entre el paño y el eje del muro.

c) En zapatas que soporten 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.

Además, en zapatas escalonada, deben revisarse por flexión las secciones donde cambie el peralte, y en zapatas con declive se revisarán las secciones intermedias necesarias para asegurar que se cumpla con la resistencia requerida en toda la zapata.

Las zapatas para muros o contratraveses 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 distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho A, una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esta dirección, multiplicada por $2A / (A + B)$, donde A y B son, respectivamente, los lados cortos y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.

- Cortante en zapatas:

La resistencia de una zapata a fuerza cortante en la proximidad de una columna o pedestal será la menor de las correspondientes alas dos condiciones que siguen:

a) La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderán en un plano que abarca todo el ancho.

b) Existe una acción en dos direcciones, de modo que el agrietamiento diagonal se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la columna o pedestal.

Para la condición a) se aplican las recomendaciones siguientes: La sección crítica está definida por un plano vertical que se extiende en todo el ancho de la zapata y está situado a un peralte efectivo, d, del paño de la columna, o pedestal. Si la columna apoya a través de una placa de acero y si la rigidez y resistencia de ésta lo justifican, puede considerarse una sección crítica más alejada.

La resistencia a fuerza cortante, V_{cR} , de una zapata de no más de 30 cm de espesor, trabajando como viga ancha con relación ancho a peralte efectivo no menor que cuatro, está dado por la expresión siguiente:

$$V_{cR} = 0.50 b d \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (10)}$$

Si el espesor de la zapata es mayor de 30 cm y/o la relación ancho a peralte efectivo es menor que cuatro, la resistencia a fuerza cortante se calculará con el criterio siguiente:

$$V_c R = (0.2 + 30 p) b d \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (11)}$$

En las fórmulas anteriores:

b ancho de la zapata, en centímetros

d peralte efectivo de la zapata, en centímetros

f'_c resistencia nominal del concreto a compresión, en kg/cm²

$p = A_s / b d$, porcentaje de acero en tensión

A_s área del acero de refuerzo a tensión en cm².

- La condición b) se rige por lo siguiente:

La sección crítica de penetración por falla por cortante se supondrá perpendicular al plano de la zapata y se localizará como se indica a continuación:

Si la sección de apoyo de la columna o pedestal no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a del área cargada a una distancia de la periferia de dicha área igual a 0.5 d. Si la sección de apoyo de la columna o pedestal tiene entrantes, 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 0.5 d. Por lo demás, se aplicará lo dicho para la sección de apoyo sin entrantes. Si la columna apoya a través de una placa de acero y si la rigidez y resistencia de ésta lo justifican, puede considerarse una sección crítica más alejada.

El esfuerzo cortante de diseño se calculará como sigue:

$$V_u = \frac{V_c R}{b_o d} \quad \text{Ec.(12)}$$

donde:

V_u esfuerzo cortante de diseño, en kg/cm²

$V_c R$ fuerza cortante, en kg

bo perímetro de la sección crítica, en centímetros
d peralte efectivo de la zapata, en centímetros.

- Anclaje del refuerzo:

La fuerza de tensión o de compresión calculada en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud de barra o de algún dispositivo mecánico de anclaje.

Las secciones críticas por anclaje serán las definidas antes por flexión y todas aquellas otras donde los cambios de sección o de refuerzo.

En particular debe suministrarse adecuado anclaje extremo al refuerzo para flexión en zapatas con declives y en zapatas con escalones.

Debe suministrarse refuerzo que cruce el plano de unión entre el elemento de apoyo y el elemento soportado, ya sea prolongando las barras de la columna dentro de la zapata, o por medio de barras adicionales.

Este refuerzo cumplirá con los dos requisitos siguientes:

a) Será suficiente para transmitir todas las fuerzas que excedan a la resistencia en aplastamiento.

b) Su área no será menor que 0.005 veces el área bruta del miembro soportado, y constará de cuatro barras por lo menos.

Si se usan barras adicionales, su diámetro no excederá al de las barras longitudinales en más de 0.318 cm (1/8").

Las barras que bajo ninguna combinación de carga tengan posibilidad de trabajar a tensión se prolongarán rectas a ambos lados del plano de unión entre elemento de apoyo y elemento soportado, por lo menos su longitud de desarrollo en compresión. Si por efecto del sismo o del viento, o por alguna otra razón, se ve que tienen la posibilidad de trabajar a tensión, sea por tensión directa o por flexo-compresión, las barras deben anclarse de modo que en el plano de unión mencionado puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia.

- Espesor mínimo:

El espesor mínimo del borde de una zapata de concreto reforzado será de 20 cm.

ARTICULO XXIV. 4

Para fin de localizar las secciones críticas por flexión, fuerza cortante y anclaje, las columnas o pedestales circulares o de sección poligonal regular pueden tratarse como secciones cuadradas que tengan la misma área que la sección en cuestión.

ARTICULO XXIV.5

Las zapatas para muros o contratraves trabajan en dirección normal al muro o contratrabe. El diseño se realiza sobre la base de una franja de ancho unitario. Si las cargas del muro no tienen variaciones importantes, puede suponerse que el muro distribuye uniformemente la carga a lo largo, de tal modo que el dimensionamiento que se realice para una franja unitaria será válido para toda la zapata. En zapatas de contratraves habrá que tomar en cuenta que la presión de contacto con el suelo generalmente es mayor en las proximidades de las columnas.

Si el muro es de concreto, las secciones críticas de la zapata, por flexión y anclaje, serán las de los paños del muro; si el muro es de mampostería, las secciones críticas por estos conceptos estarán a media distancia entre el eje del muro y su paño. Tanto si el muro es de concreto como si es de mampostería, se admitirá que las secciones críticas por fuerza cortante están situadas a un peralte efectivo de los paños del muro.

ARTICULO XXIV.6

Al dimensionar una zapata se considerará su trabajo en flexión y fuerza cortante como viga ancha y como placa que trabaja en dos direcciones.

El espesor y el refuerzo estarán definidos por las más desfavorables de las dos condiciones anteriores. El dimensionamiento se realizará de acuerdo con el artículo XXIV.3 parte 2.

ARTICULO XXIV.7

Una situación que se presenta con cierta frecuencia es la de tener que cimentar dos columnas en una zapata. En construcciones donde la capacidad del suelo permite usar zapatas aisladas, se recurre a apoyar dos columnas sobre una zapata cuando: a) dos columnas están tan próximas entre sí que sus zapatas se tralaparían, y b) las columnas de orilla están muy próximas al lindero y no es posible construir zapatas concéntricas con dichas columnas.

En el caso a), se recomienda una zapata rectangular por cuyo centro pase la línea de acción de las cargas de las columnas más el peso de la zapata. Si hay limitación de espacio en alguna dirección, puede usarse una zapata de forma especial.

En el caso b), si la carga de la columna anterior es mayor o igual que la de la exterior, puede usarse una zapata rectangular; si hay limitación de espacio o si la carga en la columna exterior es mayor, la zapata puede ser trapezoidal o puede estar formada por dos porciones rectangulares. También pueden usarse dos zapatas rectangulares unidas por una viga que no esté en contacto con el terreno.

En todos los casos anteriores la línea de acción de las cargas permanentes, incluyendo el peso de la zapata, debe pasar por el centroide del área cargada.

ARTICULO XXIV.8

Si las cargas que deben transmitir una zapata son de pequeña magnitud con excentricidad despreciable y la capacidad del terreno es alta, pueden usarse zapatas de mampostería.

Las mamposterías se tratarán más ampliamente en el título D, parte 2 Requisitos Estructurales de este Reglamento.

ARTICULO XXIV.9

Las losas de cimentación generalmente se usan cuando la resistencia del suelo es baja, o cuando la estratigrafía es irregular y se desea disminuir el riesgo de hundimientos diferenciales de consideración.

Las losas de cimentación pueden ser de los tipos siguientes, entre otros:

- a) Losa plana (losas sin contratraves)
- b) Losa plana con capiteles, pedestales o zonas más gruesas bajo las columnas.
- c) Los bajo o sobre una retícula de contratraves.

- Losas sin contratraves:

Al analizar una losa de cimentación sin contratraves, bajo la presión de contacto y las cargas de las columnas, se aceptará dividirla en dos series de franjas independientes entre sí paralelas a cada una de los bordes; la idealización anterior será válida para calcular tanto las deformaciones de la losa como las fuerzas internas que en ella obran.

Las franjas así definidas se analizarán como vigas continuas para calcular sus desplazamientos bajo cada columna; estos desplazamientos se usarán para determinar los movimientos diferenciales entre columnas, los cuales se comparan con los admisibles dados en la tabla 4.

En cada franja se distinguirán una faja de columna de ancho igual a la mitad del ancho igual a la mitad del ancho de la franja en cuestión, centrada con relación al eje de columnas, y dos fajas laterales de ancho, cada una de ellos, igual a la cuarta parte del ancho de la franja. El refuerzo por flexión calculado en cada sección se distribuirá entre las fajas de columna y las fajas laterales de acuerdo con los porcentajes siguientes:

	Fajas de columna	Fajas laterales
Momentos próximo a las columnas	75%	25%
Momentos en el centro del claro	60%	40%

Además se revisará la posible falla por penetración de las columnas en la losa, incluyendo el efecto del momento que deba transmitirse, y se revisará la resistencia de las franjas a fuerza cortante trabajando como vigas anchas continuas. Si resulta necesario, se usarán capiteles y/o ábacos invertidos, o pedestales. El análisis puede realizarse también por un procedimiento que tome en cuenta la continuidad de la losa en todas direcciones.

ARTICULO XXIV.10

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca minimizar el incremento neto de carga aplicada al subsuelo mediante excavación del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad.

Según que el incremento neto de carga aplicada al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, o sobrecompensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la recisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada con un factor de carga unitario.

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 ésta deberá sumarse a la de subestructura.

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el artículo XXI.4, parte 2. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción.

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 efecto del sismo.

Para este tipo de cimentación se calcularán:

a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.

b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas.

c) Los movimientos diferidos debidas al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

ARTICULO XXIV.11

Los pilotes son miembros estructurales con dimensiones pequeñas en su sección transversal comparada con su longitud y que transmiten su carga al terreno resistente a través de su punta y/o por fricción en su superficie.

Las pilas son elementos de cimentación con dimensiones grandes de la sección transversal (mayor de 80 cm) y que se construyen excavando un agujero en el suelo y rellenándolo con concreto. Existen diversos métodos de excavación, incluyendo el hincado previo de un cilindro que forma después la pared exterior de la pila.

Los pilotes y pilas se diseñarán con los procedimientos y los factores de seguridad de las normas aplicables de diseño estructural de concreto acero o madera, según el caso.

Deberán considerarse los efectos de las siguientes acciones:

a) Fuerzas transmitidas por la superestructura; además de la carga axial deberán considerarse, cuando sean significativos, las fuerzas laterales y momentos flexionantes aplicados en el extremo superior del pilote;

b) Los efectos del peso propio del pilote y de la fricción, negativa o positiva, aplicada a lo largo de su fuste, y

c) En pilotes prefabricados deberán, además, revisarse las condiciones de esfuerzos durante el manejo, el transporte y el izaje, así como las que se presentan en el hincado.

- CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION

Los pilotes de fricción, es decir aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral, podrán usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga de la cimentación a estratos más profundos.

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, 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 siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma Q F_c < R$$

Ec. (13)

donde:

$\Sigma Q F_c$ suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas por sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio 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 capacidad de carga del sistema consituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación que se consierará igual al mayor de los dos valores siguientes:

a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si este es el valor que rige la losa o zapatas y las contratraves deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec. 14 con $FR = 1.0$. En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calculará como lo señala el capítulo XXI.3, y

b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales mas el menor de los siguientes valores:

-- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.

-- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

-- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación de pilotes de fricción siempre se consierará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes, calculadas con la ecuación 15.

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se desprejará 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 comprensión se calculará como:

$$C_f = A_l f FR \quad \text{Ec. (14)}$$

donde:

$FR = 0.7 (1 - s/2)$, factor de resistencia

s relación entre los máximos de la solicitación sísmica y la solicitación total que actúan sobre el pilote

C_f capacidad por adherencia, ton

A_l área lateral del pilote, m^2

f adherencia lateral medio pilote-suelo, ton/m^2 .

Para los suelos cohesivos blandos 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 de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ec. 14 considerando el grupo o los subgrupos como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo carga estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán explícitamente en cuenta las excentricidades de carga.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación, bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos se calcularán cuando proceda, como se indicará en el título J, parte 2 Requisitos Estructurales. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar a partir de resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno, y serán mínimas.

Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida por la ec. 14.

- 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 llaman pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro colados en perforación previa.

Se verificará el cumplimiento de la desigualdad, siendo R la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos a la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas se calculará como sigue:

-- Para suelos cohesivos:

$$C_p = [C_u N_{\sim c} F_R + P_v] A_p \quad \text{Ec. (15)}$$

-- Para suelo friccionantes:

$$C_p = [P_e N_{\sim q} F_R + P_v] A_p \quad \text{Ec. (16)}$$

donde:

C_p capacidad por punta, en ton

A_p área transversal de la pila o del pilote, en m²

p_v presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, ton/m²

P_e presión vertical efectiva a la misma profundidad, en ton/m²

C_u cohesión aparente, en ton/m²

$N_{\sim c}$ coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

ϕ	0°	5°	10°
$N_{\sim c}$	7	9	13

$$N_{\sim q} = N_{\min} + L_e (N_{\max} - N_{\min}) / [4B \tan (45^\circ + \phi/2)] \quad \text{Ec. (17)}$$

cuando $L_e/B < 4 \tan (45^\circ + \phi/2)$, o bien

$$N_{\sim q} = N_{\max} \quad \text{Ec. (18)}$$

cuando $L_e/B > 4 \tan (45^\circ + \phi/2)$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
$N_{\max}$	12.5	26	55	132	350
$N_{\min}$	7	11.5	20	39	78

L_e longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, m

B ancho o diámetro de los pilotes, m

ϕ ángulo de fricción interna, en grados, con la definición dada en el artículo XXI.4 parte 2

FR factor de resistencia igual a 0.35.

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5 m de diámetro, la capacidad así calculada deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguientes:

-- Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{re} = [(B + 0.5) / 2B]^n \quad \text{Ec. (19)}$$

donde;

B diámetro de la base del pilote o pila en metros (> 0.5m)

n exponente igual a 1 para suelo suelto (flojo), 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso

-- Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplicará por el mismo factor del la ec. 19 con exponente $n=1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicará por:

$$F_{re} = (B + 1) / (2B + 1) \quad \text{Ec. (20)}$$

-- También podrá utilizarse como alternativa a la ecuación 16, una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la penetración estándar corregida por efecto de escala, como lo indica la ecuación 19.

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para resistir los esfuerzos horizontales inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados abajo del 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.

- PRUEBA DE CARGA EN PILOTES

Las estimaciones analíticas de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta se verificará mediante pruebas de carga si hay incertidumbres excesivas sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación es de grupos A o B. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada.

ARTICULO XXIV.12

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberán solicitarse la aprobación expresa de la Secretaría. 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 sollicitaciones sísmicas.

CAPITULO XXV EXCAVACIONES

ARTICULO XXV.1

En el diseño de las excavaciones se considerarán los siguientes estados límite:

a) De falla: colapso de los taludes o paredes de la excavación o ademes del sistema de soporte 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

b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores.

- ESTADOS LIMITE 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 de la excavación será de 1.5 t/m² con factor de carga unitario.

a) 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.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles. 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.

b) Fallas por subpresión en estratos permeables

En el caso de suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo de agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde carcamos, 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 de espesor h , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato podrá levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h > \left(\tau_w / \tau_m \right) h_w \quad \text{Ec. (21)}$$

donde

h espesor de la capa impermeable

h_w altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable

τ_w peso volumétrico del agua

τ_m peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h sea, insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.

c) Estabilidad de excavaciones ademadas

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluya 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 requerido para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$P_v + \sum q F_c < C_u N_c F_R \quad \text{Ec. (22)}$$

donde:

C_u cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenadas, ton/m^2

N_c coeficientes de capacidad de carga definido en el art. XXI.5, parte 2 y que dependen de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D_f su profundidad

P_v presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación, ton/m^2

$q F_c$ sobrecargas superficiales, ton/m^2

FR factor de resistencia igual a 0.5. Si la falla no afecta a servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7.

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimará a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada a partir 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 tronques 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 periodo de construcción, afectadas de un factor de carga señalado en este Reglamento.

d) 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.

ESTADOS LIMITE 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.

a) 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 elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ec. 9 a partir de decrementos de esfuerzo vertical calculados mediante la teoría de la elasticidad.

En caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de ancho reducido.

b) 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. Estos movimientos horizontales y verticales deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales, en caso necesario.

CAPITULO XXVI MUROS DE CONTENCION

ARTICULO XXVI.1

Las presentes normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, tabique o concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los muros de concreto reforzado, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo. 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, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

Para el análisis de los muros de contención se revisarán los siguientes estados límite: de falla (volteo o deslizamiento del muro, falla de la cimentación del mismo y rotura estructural) y de servicio (asentamiento, giro o deformación excesiva del muro).

- ESTADOS LIMITE DE FALLA

Siempre deberá dotarse a los muros de retención de un drenaje adecuado, dejando un filtro atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados.

Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los actuantes en forma simplificada con base en el método semiempírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de tener una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los efectos que se indican a continuación.

a) Restricciones del movimiento del muro

b) Tipos de relleno

c) Compactación del relleno y

d) Base del muro.

ESTADOS LIMITE 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.

CAPITULO XXVII MEMORIA DE DISEÑO

ARTICULO XXVII.1

La memoria de diseño incluirá una justificación del tipo de cimentación proyectada y de los procedimientos de construcción especificados así como una descripción explícita de los métodos de análisis usados y del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicados en el artículo XXIII.2, parte 2 de este Reglamento. Se anexarán los resultados de las exploraciones sondeos, pruebas de laboratorio y otras determinaciones y análisis, así como las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, la interacción considerada en el diseño, la interacción considerada con las cimentaciones de los inmuebles colindantes y la distancia, en su caso, que se deje entre estas cimentaciones y las que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terrenos 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 como éstas se tomaron en cuenta para diseñar la cimentación.

ARTICULO XXVII.2

En las edificaciones de los grupos A y B a que se refiere el art. II.1, parte 2 de este 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 los diseñadores de edificios que se construyan en predios contiguos.

CAPITULO XXVIII PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVO

ARTICULO XXVIII.1

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

ARTICULO XXVIII.2

Cuando la construcción de la cimentación requiera el abatimiento del nivel freático, se extraerá el agua del predio mediante bombeo, siempre que se tomen 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 abastecimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante las teorías de flujo de agua en suelos. 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 asentamiento 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.

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 ininterrumpido de todo el sistema.

ARTICULO XXVIII.3

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ (muro Milán). Las tablestacas 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 XXV, parte 2. El sistema de apuntalamiento podrá también ser de anclas horizontales o muros perpendiculares colados en el lugar.

CAPITULO XXIX DETALLES CONSTRUCTIVOS Y ANCLAJES

ARTICULO XXIX.1

Deben respetarse los requisitos básicos de construcción establecidos en este Reglamento. Además, se tendrán en cuenta las disposiciones siguientes, especialmente para cimentaciones de maquinaria:

a) Concreto

En cimentaciones de bloque debe usarse concreto con resistencia especificada, $f'c$ no menor de 150 kg/cm²; en la superestructura (columnas, trabes y losas superiores) de cimentaciones formadas por marcos, la resistencia $f'c$ no debe ser menos de 200kg/cm².

Las cimentaciones de bloque y las losas de base de cimentaciones formadas por marcos, deben colarse en capas horizontales. La superestructura se colará, de preferencia, en una sola operación. La localización de las juntas de construcción debe ser definida por el proyectista. Se recomienda proteger los bordes de la cimentación con ángulos de acero anclados en el concreto.

b) Refuerzo

Se colocarán barras de refuerzo en todas las superficies, y alrededor de toda abertura, agujero, entrante, etc., que haya en el cuerpo de la cimentación. El refuerzo principal se calculará a partir de las solicitaciones que actúen sobre la cimentación. En las cimentaciones de bloque y en las losas de base de cimentaciones formadas por marcos, el refuerzo mínimo será de 50 kg por metro cúbico de concreto. Las barras que se coloquen alrededor de las aberturas, agujeros, entrantes, etc. deben prolongarse 40 veces su diámetro más allá de los puntos de cruce entre dichas barras.

c) Juntas de expansión

Las cimentaciones de maquinaria deben separarse de los elementos estructurales adyacentes, a fin de evitar la transmisión de las vibraciones. Cuando no pueda evitarse que la cimentación de una maquinaria quede en contacto con algún elemento estructural, se colocarán dos capas de fieltro entre ambas superficies.

d) Elementos de sujeción

Generalmente una máquina se une a su cimentación por medio de pernos de anclaje. Estos se unen a la placa de base de la máquina pasando a través de ella y se ahogan en el concreto de la cimentación. El colado de la cimentación debe interrumpirse algunos centímetros abajo del nivel inferior de la placa de base.

Para placa de base de 20 a 30 cm de ancho, este espacio será usualmente de 2 a 3 cm verticalmente. Para placa más anchas podrá ser hasta 5 cm.

ARTICULO XXIX.2 GANCHOS ESTANDAR

Los requisitos para ganchos estandar y para diámetro interior mínimo de doblez terminado de las varillas de refuerzo se ilustran en las tablas 9 y 10. Dichos requisitos están basados en múltiplos de los diámetros nominales de las varillas.

RAITE

ARTICULO XXIX.3

El diámetro mínimo de doblez para una varilla de refuerzo se define como “el diámetro de doblez medido en la parte interna de la varilla”. Los diámetros mínimos de doblez dependen del tamaño y de los múltiplos de los diámetros nominales de las varillas; para varillas del #3 al #8 el diámetro mínimo de doblez es el equivalente a 6 diámetros de varilla; para varillas del #9 al #11 el diámetro mínimo de doblez es de 8 diámetros de varilla, y para varillas del #14 al #18 el diámetro mínimo de doblez es de 10 diámetros de varilla. Las excepciones a estas disposiciones son:

a) Para los estribos y anillos el diámetro mínimos de doblez es de 4 diámetros de varillas (4 cm para varillas del #3, 5 cm para varillas #4, y 6 cm para varillas del #5). Para los estribos y anillos del #6 al #8, el diámetro mínimo de doblez es de 6 diámetros de la

varilla (12 cm para varillas del #6, 13.5 cm para varillas del #7, y 15 cm para varillas del #8).

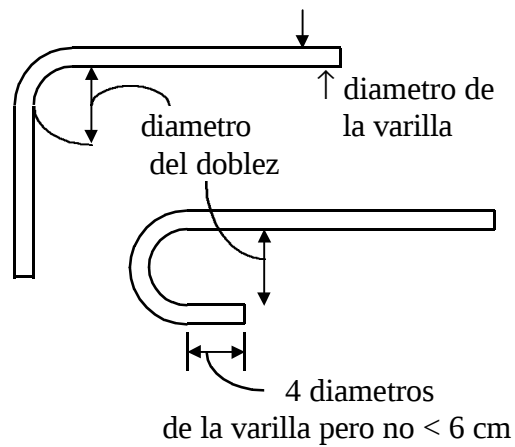
b) Para mallas de alambre soldado empleadas en estribos y anillos, los diámetros internos de los dobleces no deben ser menores de cuatro diámetros del alambre, para alambre corrugado mayor que el D6, ni de dos diámetros del alambre para todos los demás, Se aplican algunas restricciones especiales dentro de los 4 diámetros del alambre de una intersección soldada.

TABLA 9 GANCHOS ESTANDAR PARA REFUERZO

Tamaño de la varilla	Diametro minimo de doblez terminado (a)
del # 3 al # 8	6 diametros de la varilla
# 9, # 10 y #11	8 diametros de la varilla
# 14 y # 18	10 diametros de la varilla

(a)

Medido en el lado interior de la varilla

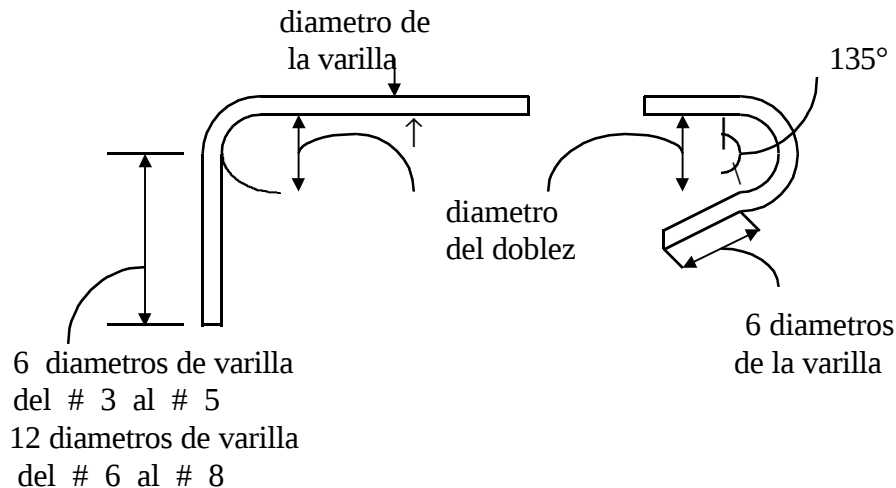


**TABLA 10 GANCHOS ESTANDAR PARA ESTRIBOS Y PARA
REFUERZO USADO COMO ANCLAJE**

Tamaño de la varilla	Diametro minimo de doblez terminado (b)
del # 3 al # 5	4 diametros de la varilla
del # 6 al # 8	6 diametros de la varilla

(b)

Medido en el lado interior de la varilla



ARTICULO XXIX.4

Todo el refuerzo debe doblarse en frío. Para dobleces no comunes puede requerirse una fabricación especial que incluya el calentamiento, en cuyo caso el Director de Obra deberá aprobar las técnicas utilizadas.

ARTICULO XXIX.5

Se permiten paquetes de varillas (varillas de refuerzo unidas en forma paralela que deban actuar como una unidad), pero unicamente si se encierran con anillos laterales o estribos. Se establecen algunas restricciones para el uso de paquetes de varillas en elementos sujetos a flexión. Dichas restricciones son las siguientes:

a) Las varillas del #14 y del # 18 no pueden colocarse en paquete cuando se usen en vigas y trabes;

b) Si las varillas individuales de un paquete se cortan dentro del claro, los puntos de corte deben estar espaciados por lo menos 40 diámetros de la varilla;

c) Solo debe haber un máximo de dos varillas en paquete en cada plano (tres o más varillas adyacentes en un plano no se consideran como varillas en paquete);

d) Para el espaciamiento y el recubrimiento libre mínimo, una unidad de varillas en paquete deberá tratarse como si fuera una sola varilla, con un área equivalente al área total de todas las varillas del paquete, y

e) Pueden agruparse en paquete un máximo de cuatro varillas.

ARTICULO XXIX.6

Para varillas mayores al #11 no se deben utilizar traslapes, excepto cuando se traslapan varillas de diferente tamaño, en compresión, el largo del empalme debe ser lo que sea mayor de: la longitud de desarrollo de la varilla de tamaño mayor o la longitud del empalme de la varilla de tamaño menor. Los tamaños de varillas #14 y #18 pueden traslaparse a varillas del #11 y de tamaño menor.

Los traslapes de paquete de varilla deben basarse en la longitud de traslape requerida para las varillas individuales dentro de un paquete, aumentada en un 20 por ciento para paquetes de 3 varillas, y en un 33 por ciento para paquetes de 4 varillas. Los traslapes de las varillas individuales dentro de un paquete no deben coincidir en el mismo lugar.

ARTICULO XXIX.7

La longitud de desarrollo, L_d , de barras corrugadas en tensión se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} , en cm, dada por las ecuaciones 23, 24 y 25 según el caso, por el factor o los factores indicados en la tabla 11.

La longitud de desarrollo básica para cualquiera de las barras en una capa donde el recubrimiento libre no es menor de 5 cm y la separación centro a centro de las barras no es menor de 13 cm se tomará como:

$$L_{db} = \frac{23 \text{ db}}{FR} \quad \text{Ec. (23)}$$

Para barras con diámetro no mayor de 19 mm y $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

$$L_{db} = \frac{230 A_b}{F_R \sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec. (24)}$$

Para barras con diámetro mayor o igual que 22 mm.

Cuando no se cumpla alguna de las condiciones anteriores, la longitud básica de desarrollo se tomará como:

$$L_{bd} = \frac{1460 A_b}{F_R K \sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec. (25)}$$

En estas expresiones:

d_b diámetro de la barra, en cm

A_b área transversal de la barra, en cm^2

F_R = 0.80

K el menor de los valores siguientes, en cm^2

a) Recubrimiento inferior o superior, medido hasta el centro de la barra;

b) Recubrimiento lateral, medido hasta el centro de la barra, y

c) La mitad de la separación, centro a centro entre barras.

TABLA 11

FACTORES PARA DETERMINAR LONGITUDES DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS

CONDICION DE REFUERZO	FACTOR
Barras horizontales o inclinadas de manera que bajo ellas se cuelen más de 30 cm de concreto	1.3
Barras con F_y distinto de 4200 kg/cm ² (f_y , en kg/cm ²)	$f_y/4200$
En concreto ligero	1.25
Barras torcidas en frio de diámetro igual o mayor que 19 mm. (No. 6)	1.2
Todos los otros casos	1.0

En ningún caso L_d será menor de 30 cm.

TITULO E

ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

NOTACION

A_s área de acero de refuerzo colocada en el extremo de un muro

A_{sh} área total de refuerzo horizontal en el muro

A_{sv} área total de refuerzo vertical en el muro

A_t área bruta de la sección transversal del muro

B coeficiente para el cálculo de la resistencia ante carga vertical de muros rigidizados por elementos transversales

- b longitud de apoyo de una losa soportada por el muro
- cp coeficiente de variación de la resistencia en compresión de las piezas
- Cm coeficiente de variación de la resistencia en compresión de la mampostería
- Cv coeficiente de variación de la resistencia en cortante de la mampostería
- d distancia entre el centroide del acero de tensión y el extremo opuesto del muro
- dc peralte del castillo que confina al muro
- d'' distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos de un muro
- E módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas
- ec excentricidad calculada de la carga superior
- e' excentricidad calculada más una excentricidad accidental
- FE factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez
- FR factor de reducción de resistencia
- F*b resistencia última modificada de diseño del mortero de compresión
- f 'c resistencia especificada del concreto en compresión
- $\bar{f}_m$ media de la resistencia en compresión de la mampostería, referida al área bruta
- f*m resistencia de diseño en compresión de la mampostería, referida al área bruta

f_p	media de la resistencia en compresión de las piezas, referida al área bruta
f_y	esfuerzo de fluencia especificada del acero de refuerzo
G	módulo de cortante de la mampostería
H	altura efectiva del muro
L	longitud efectiva del muro
L'	separación entre elementos que rigifizan longitudinalmente al muro
M_R	momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexocompresión
M_o	momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en flexión pura
P	carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga
P_u	carga axial total que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga
P_R	resistencia de diseño del muro a carga vertical
p_h	cuantía de refuerzo horizontal en el muro
p_v	cuantía de refuerzo vertical en el muro
Q	factor de comportamiento sísmico
s	separación del acero de refuerzo
t	espesor del muro

VR fuerza cortante resistente

v^* esfuerzo cortante de diseño sobre área bruta

$\overline{v}$ media de los esfuerzos cortantes resistentes de muretes sobre área bruta

CAPITULO XXX CONSIDERACIONES GENERALES

ARTICULO XXX.1

Los capítulos XXXI a XXXIV, parte 2 de estas disposiciones se aplican al diseño y construcción de muros constituidos por piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o huecas, unidas por un mortero aglutinante. Incluyen muros reforzados con armados interiores, castillos, cadenas o contrafuertes.

El capítulo XXXV se aplica al diseño y construcción de elementos de mampostería de piedras naturales.

CAPITULO XXXI MAMPOSTERIA

ARTICULO XXXI.1

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir los requisitos generales de calidad especificados por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial para cada material. En particular deberán aplicarse las siguientes normas:

C6 Ladrillos y bloques cerámicos de barro, arcilla o similares.

C10 Bloques ladrillos o tabiques y tabicones de concreto.

Para el acomodo y disposición de piezas se observará lo dispuesto en el capítulo XXXIV, parte 2 relativo al procedimiento de construcción.

En el título J, parte 2 de diseño sísmico del Reglamento se fijan factores de comportamiento sísmico, Q, en función del tipo de pieza que compone un muro y de su refuerzo.

Para fines de aplicación del título mencionado se considerarán como piezas macizas aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área total, y cuyas paredes no tienen espesores menores de 2 cm.

Las piezas huecas a que hace referencia el título de diseño sísmico son las que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 45 por ciento del área bruta; además el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 1.5 cm.

ARTICULO XXXI.2

La resistencia en compresión se determinará para cada tipo de piezas de acuerdo con el ensaye especificado en la norma NOM C 36

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.

Cuando se tenga evidencia de que el valor mínimo garantizado por el fabricante cumple con la definición anterior, podrá tomarse como resistencia de diseño

Cuando no se cumpla con lo anterior, la resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto en cuestión o a partir de muestreos de la producción de la pieza en cuestión. En este último caso se obtendrán al menos tres muestras de diez piezas cada una, de lotes diferentes de la producción. Las 30 piezas así obtenidas se ensayarán con el procedimiento especificado en la norma NOM C 36 y la resistencia de diseño se calculará como:

$$f_p = \frac{\bar{f}_p}{1 + 2.5 C_p}$$

donde

$\bar{f}_p$ es el promedio de las resistencias en compresión de las piezas ensayadas

Cp es el coeficiente de variación de la resistencia de las piezas ensayadas, pero su valor no se tomará menor que 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas con control de calidad de la resistencia, que 0.30 para piezas de fabricación mecanizada, pero sin control de calidad de resistencia y que 0.35 para piezas de producción artesanal.

ARTICULO XXXI.2

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Su resistencia en compresión será por lo menos de 40 kg/cm²
- b) La relación volúmetrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3
- c) La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NOM C 61
- d) Se empleará la mínima cantidad de agua que de como resultado un mortero fácilmente trabajable.

La tabla siguiente muestra las características de algunos proporcionamientos recomendados.

PROPORCIONAMIENTOS, EN VOLUMENES, RECOMENDADOS PARA MORTERO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

TIPO DE MORTERO	PARTES DE CEMENTO	PARTES DE CEMENTO DE ALBAÑILERIA	PARTES DE CAL	PARTES DE ARENA (*)	VALOR TIPICO DE LA RESISTENCIA NOMINAL EN COMPRESION f *b en kg/cm ²
I	I	-	0 a ¼	NO MENOS DE 2.25	125
	I	0 a ½		NI MAS DE 3 VECES LA SUMA DE CEMENTANTES EN VOLUMEN	
II	I	-	¼ a ½		75
	I	½ a 1	-		
III	I	-	½ a 1 ½		40

(*) El volumen de arena se medirá en estado suelto.

ARTICULO XXXI. 4

El refuerzo que se emplea en castillos, cerramientos y/o elementos colocados en el interior del muro, estará constituido por barras corrugadas que cumplan con las especificaciones NOM B6 y B294 o por alambres corrugados laminados en frío que cumplan con la norma B72. Se admitirá el uso de barras lisas únicamente en estribos, en mallas electrosoldadas o en conectores. Se podrán utilizar otros tipos de acero siempre y cuando se demuestre a satisfacción de la Secretaría su eficiencia como refuerzo estructural.

Como esfuerzo de diseño, f_y , se considerará el de fluencia garantizado por el fabricante. La verificación de calidad del acero se hará de acuerdo con la norma correspondiente de la Dirección General de Normas.

ARTICULO XXXI.5

La resistencia de diseño en compresión de la mampostería f_m sobre área bruta, se determinará con alguno de los procedimientos siguientes:

a) Ensayes de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra.

Las pilas estarán formadas por lo menos con 3 piezas sobrepuestas. La esbeltez o relación altura espesor de la pila estará comprendida entre 2 y 5; las pilas se ensayarán a la edad de 28 días. Para el almacenamiento de los especímenes su cabeceado y el procedimiento de ensaye se seguirá, en lo que sean aplicables, las normas que rigen para el ensaye a compresión de cilindros de concreto (NOM C83).

El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla siguiente:

FACTORES CORRECTIVOS PARA LAS RESISTENCIA DE PILAS CON
DIFERENTES RELACIONES DE ESBELTEZ (*)

Relación de esbeltez de la pila	2	3	4	5
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05

(*) Para esbelteces intermedias se interpolará linealmente.

La resistencia de diseño se calculará como

$$f * m = \frac{\bar{f} m}{1 + 2.5 C_m}$$

en que:

$\bar{f} m$ es el promedio de la resistencia de las pilas ensayadas, corregidas por esbeltez

C_m el coeficiente de variación de la resistencia de las pilas ensayadas que en ningún caso se tomará interior a 0.15.

La determinación se hará en un mínimo de 9 pilas construidas con piezas provenientes de por lo menos 3 lotes diferentes del mismo producto;

b) A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero:

1. Para bloques y tabiques de concreto con relación altura a espesor no menos que un medio, y con $f * p \leq 200 \text{ kg/cm}^2$, la resistencia de diseño a compresión será la que indica la tabla siguiente, si se comprueba que las piezas y el mortero cumplen con los requisitos de calidad especificados en los artículos XXXI.1, XXXI.2, XXXI.3 respectivamente:

**RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA DE
PIEZAS DE CONCRETO. ($f * m$ sobre área bruta)**

$f * p$ en kg/cm^2	$f * m$ en kg/cm^2 (1)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	15	10	10
50	25	20	20
75	40	35	30
100	50	45	40
150	75	60	60
200	100	90	80

(1) Para valores intermedios se interpolará linealmente.

2. Para piezas de barro y otros materiales, excepto concreto, con relación altura a espesor no menor que un medio, la resistencia de diseño a compresión será lo que se obtiene de la tabla siguiente para los morteros recomendados.

**RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA DE PIEZAS
DE BARRO ($f * m$ sobre área bruta)**

$f * p$ en kg/cm^2	$f * m$ en kg/cm^2 (1)		
	MORTERO I	MORTERO II	MORTERO III
25	10	10	10
50	20	20	20
75	30	30	25
100	40	40	30
150	60	60	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
500	160	130	110

(1) Para valores intermedios se interpolará linealmente.

c) 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 siguiente:

RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA, f^*m PARA
ALGUNOS TIPOS DE PIEZAS, SOBRE ÁREA BRUTA (1).

Tipo de pieza	valores de f^*m en kg/cm^2		
	MORTERO I	MORTERO II	MORTERO III
Tabique de barro recocido	15	15	15
Bloque de concreto tipo A (pesado)	20	15	15
Tabique de concreto (2) ($f^*p > 80 \text{ kg/cm}^2$)	20	15	15
Tabique con huecos verticales ($f^*p > 120 \text{ kg/cm}^2$)	40	40	30

1 La relación área neta-bruta no será menor de 0.45.

2 Fabricado con arena sílica y peso volumétrico no menor de 1500 kg/m³

d) Resistencia en compresión de mampostería con refuerzo interior.

Para mampostería con refuerzo interior que cumpla con los requisitos especificados en el artículo XXXI.4, parte 2 se tomará para f^*m el valor que corresponde a mampostería sin refuerzo, incrementado en 25 por ciento pero no en más de 7 kg/cm².

e) Resistencia en compresión de muros confinados.

Para muros reforzados con cerramientos y castillos que cumplan los requisitos especificados en el artículo XXXI.3, parte 2 el refuerzo resistente en compresión, f^*m calculado para la mampostería sin refuerzo podrá incrementarse en 4 kg/cm².

ARTICULO XXXI.6

La resistencia a fuerza cortante de muros de mampostería según se calcula en el artículo XXXIII.8, parte 2 se basa en el esfuerzo cortante resistente de diseño, v^* , el cual se tomará de la tabla siguiente:

ESFUERZO CORTANTE RESISTENTE DE DISEÑO PARA ALGUNOS TIPOS DE MAMPOSTERÍA SOBRE ÁREA BRUTA.

Pieza	Tipo de mortero	en v^* kg/cm ² (1)
Tabique de barro recocido	I	3.5
	II y III	3
Tabique de concreto ($f_p > 80$ kg/cm ²)	I	3
	I y II	2
Tabique hueco de barro (²)	I	3
	II y III	2
Bloque de concreto tipo A (pesado)	I	3.5
	II y III	2.5

(1) Las piezas huecas deberán cumplir con los requisitos fijados en los artículos XXXI.1 y XXXI.2 parte 2. Cuando el valor de la tabla sea mayor que $0.8 \sqrt{f_p}$ se tomará este último valor como v^* .

(²) Tabique de barro con perforaciones verticales con relación de áreas neta a bruta no menor de 0.45.

Para materiales no cubiertos en la tabla anterior el esfuerzo cortante resistente se determinará mediante ensayos con procedimientos aprobados por la Secretaría.

Será aceptable la determinación del esfuerzo cortante resistente a partir del ensaye de muretes con una longitud de al menos una vez y media la máxima dimensión de la pieza y con el número de hiladas necesario para que la altura sea proximadamente igual a la longitud. Los muretes se ensayarán sometidos a una carga de compresión 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.

La determinación se hará sobre un mínimo de 9 muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes.

Para diseño se utilizará un esfuerzo resistente igual a

$$v^* = \frac{\bar{v}}{1 + 2.5 C_v}$$

en que

v es el promedio de los esfuerzos resistentes de los muretes ensayados

C_v es el coeficiente de variación de los esfuerzos resistente de los muretes ensayados que no se tomará menor que 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 puedan representarse en el tamaño del murete, las pruebas de compresión diagonal antes descritas deberán realizarse en muros de al menos 2 x 2 m.

ARTICULO XXXI.7

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo del contacto no excederá de $0.6 f \cdot m$. El esfuerzo actuante se calculará con las cargas de diseño.

ARTICULO XXXI.8

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 refuerzo necesario.

ARTICULO XXXI.9

El módulo de elasticidad de la mampostería, E , podrá determinarse experimentalmente o calcularse en forma aproximada como sigue:

Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

$E = 800 f \cdot m$ para cargas de corta duración

$E = 350 f \cdot m$ para cargas sostenidas

Para mampostería de tabique de barro y otras piezas excepto las de concreto:

$E = 600 f \cdot m$ cargas de corta duración

$E = 350 f \cdot m$ para cargas sostenidas

ARTICULO XXXI.10

El módulo de cortante de la mampostería se tomará como:

$$G = 0.3 E$$

CAPITULO XXXII SISTEMAS ESTRUCTURALES A BASE DE MUROS DE MAMPOSTERIA

ARTICULO XXXII.1

Los muros que tengan una función estructural en la construcción quedarán incluidos en una de las modalidades descritas en los casos siguientes:

ARTICULO XXXII.2

Estos son los casos que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales.

La unión entre el marco y el muro diafragma deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano y las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en la 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.

ARTICULO XXXII.3

Estos son los que están reforzados con castillos y cerramientos que cumplan con los requisitos siguiente:

Los cerramientos, dadas o castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro. El concreto tendrá una resistencia a compresión, $f'c$ no menor de 150 kg/cm², y el refuerzo longitudinal estará formado por lomenos de tres barras cuya área total no será

inferior a $0.2 f'_{c}/f_y$ por el área de castillo y estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que puedan desarrollar su fuerza de fluencia.

El área del refuerzo transversal no será inferior a $\frac{1000 s}{f_y d_c}$

siendo s la separación de los estribos y d_c el peralte del castillo. La separación de los estribos no excederá de $1.5 d_c$ ni de 20 cm.

Existirá castillo por lo menos en los extremos de los muros y en los puntos intermedios del muro a una separación no mayor que vez y media su altura, ni de 4 m.

Existirá un cerramiento en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último este ligado a un elemento de concreto reforzado de mínimo de 15 cm de peralte. Además existirán cerramientos en el interior del muro en una separación no mayor de 3 m.

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que los cerramientos y castillos en el perímetro de todo hueco cuya dimensión exceda la cuarta parte de la longitud del muro en la misma dirección.

La relación altura a espesor del muro no excederá de 30.

Podrá incrementarse la resistencia a fuerza cortante de muros confinados, de acuerdo con lo establecido en el artículo XXXIII.9, parte 2 cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas con las cuantías mínimas especificadas en dicha inciso y que cumpla con los requisitos de separación máxima de detallado especificado para muros reforzados interiormente.

ARTICULO XXXII.4

Estos son muros reforzados con malla o barras corrugadas de acero, horizontal y verticales colocadas en los huecos de las piezas, en ductos o en las juntas. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberán cumplirse los siguientes requisitos mínimos.

La suma de la cuantía de refuerzo horizontal, Ph y vertical, Pv , no será menor que 0.002 y ninguna de las 2 cuantías será menor que 0.0007. La cuantía de refuerzo horizontal se calcula como $Ph = A_{sh}/st$, donde A_{sh} es el refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s ; $Pv = A_{sv}/tL$, en que A_{sv} es el área

total de refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud L del muro. Cuando se emplee acero de refuerzo de fluencia especificado mayor de $4\ 200\text{ kg/cm}^2$, las cuantías de refuerzo mencionadas en este párrafo podrán reducirse multiplicándolas por $4\ 200/f_y$.

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo vertical deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y deberá ser llenado a todo lo largo con mortero o concreto. La distancia libre mínimo entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 1.5 cm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor. El refuerzo horizontal deberá estar embebido en toda su longitud en mortero o en concreto.

Para el colado de los huecos donde se aloja el refuerzo vertical podrá emplearse el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, o un concreto de alto revenimiento, con agregado máximo de 1 cm y resistencia no menor de 75 kg/cm^2 . El hueco de las piezas tendrá una dimensión mínima mayor de 5 cm y un área no menor de 30 cm^2 .

Deberá colocarse por lo menos una barra No. 3 de $f_y = 4\ 200\text{ kg/cm}^2$, o refuerzos de otras características con resistencia a tensión equivalente, en dos huecos consecutivos en todo extremo de muros, en las intersecciones entre muro o a cada 3 m . El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de 6 veces el espesor del mismo ni mayor de 80 cm .

Cuando los muros transversales lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura.

El refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en la longitud del muro y anclado en sus extremos. Se deberán cumplir los mismos requisitos de aclaje que para concreto reforzado. Deberá haber refuerzo consistente en una barra No. 4 de $f_y = 4\ 200\text{ kg/cm}^2$, o con resistencia a tensión equivalente, alrededor de cualquier abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en cualquier dirección.

La relación altura espesor de estos muros no será superior a 30.

Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo esté colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo sean colados completamente.

ARTICULO XXXII.5

Se considerarán como muros no reforzados aquellos que no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las 3 categorías anteriores.

ARTICULO XXXII.6

Cualquier otro tipo de refuerzo o de modalidad constructiva a base de mampostería deberá ser avalado por evidencia experimental y analítica que se demuestre a satisfacción de la Secretaría, que cumple con los requisitos de seguridad estructural establecidos por este Reglamento.

CAPITULO XXXIII PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

ARTICULO XXXIII.1

La determinación de las fuerzas internas en los muros se hará en general por medio de análisis elástico. 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.

ARTICULO XXXIII.2

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, la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de la distribución de momentos en el nudo, la rigidez de los muros es nula. Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos debidos a los efectos siguientes:

a) Los momentos que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no puede ser redistribuido por la rotación del nudo, como son los momentos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismos normales al plano del muro.

b) Los momentos debidos a la excentricidad con que se trasmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad se tomará igual a

$$ec = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

en que t es el espesor del muro y b el de la porción de éste en que se apoya la losa soportada por éste.

Será admisible determinar unicamente las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de carga por áreas tributarias y tomar en cuenta los efectos de excentricidades del factor de reducción, FE, recomendados en el caso I del artículo XXXIII.5, parte 2 cuando se cumplan las condiciones siguientes:

- a) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos.
- b) No hay excentricidad importante en la carga axial aplicada ni fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.
- c) La relación altura espesor del muro no excede de 20.

ARTICULO XXXIII.3

El análisis para la determinación de los efectos de las cargas laterales debidas a sismos se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones de cortante y de flexión. Para estas últimas se considerará la sección transversal agrietada del muro 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 y la de los dinteles.

Será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal, ignorar los efectos de torsión y de momento de volteo y emplear el metodo simplificado de diseño sísmico especificado en el capítulo de diseño sísmico, cuando se cumplan los requisitos especificados en el artículo LXXXV.9 parte 2 y que son los siguientes:

I. En todos los niveles, al menos 75 por ciento de las cargas verticales están soportadas por muros 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 o en su defecto el edificio

tendrá, en cada nivel, al menos dos muros perimetrales de carga sensiblemente paralelos entre sí, ligados por los sistemas de piso antes citados en una longitud no menor que la mitad de la dimensión del edificio en la dirección de dichos muros.

II. La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2.0 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 cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a efectos sísmicos.

III. 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.

Además, cuando se use dicho método simplificado, la contribución a la resistencia a fuerza cortante de los muros cuya relación de altura de entre piso, H , a longitud, L , es mayor que 1.33, se reducirá multiplicándola por el coeficiente $(1.33 L/H)^2$.

ARTICULO XXXIII.4

La carga vertical resistente se calculará como:

$$PR = FR \cdot f_m \cdot AT$$

donde

PR es la carga vertical total resistente de diseño

FR se tomará como 0.60 para muros confinados o reforzados interiormente de acuerdo con el artículo XXXIII.3 o XXXIII.4 para muros no reforzados.

f_m es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería

FE es un factor de reducción por excentricidad y esbeltez que se obtendrá de acuerdo con el artículo XXXIII.5, parte 2.

AT es el área de la sección transversal del muro

ARTICULO XXXIII.5

Se usarán los siguientes factores de reducción por excentricidad y esbeltez:

I. Cuando se cumplan los requisitos especificados en los incisos a), b) y c) del artículo XXXIII.2, parte 2 podrá tomarse FE igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento y como 0.6 para muros extremos o con claros asimétricos y para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno.

II. Cuando no se cumplan las condiciones del caso I, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor del que se especifica en el caso I y el que se obtiene con la ecuación siguiente:

$$FE = (1 - 2e'/t) \left[1 - \left[\frac{H'}{30t} \right]^2 \right] \quad \text{Ec. (26)}$$

en que

t es el espesor del muro

e' es la excentricidad calculada para la carga vertical, "ec", más una excentricidad accidental que se tomará igual a t/24

H' la altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida H, según el criterio siguiente:

H' = 2H, para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior

H' = 0.8H para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro

H' = H para muros extremos en que se apoyan losas

ARTICULO XXXIII.6.

En caso de que el muro en consideración esté ligado a muros transversales a contrafuertes o a columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor FE calculado con la ec. 26 se incrementará sumando la cantidad $(1 - FE)B$, pero el resultado no será en ningún caso mayor que 0.9.

B es un coeficiente que depende de la separación de los elementos rigidizantes, L' / H , y se obtiene de la tabla siguiente:

FACTOR CORRECTIVO, B, POR EFECTO DE LA RESTRICCIÓN DE MUROS TRANSVERSALES.

L' / H	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
B	0.7	0.6	0.5	0.4	0.33	0.25	0.20

ARTICULO XXXIII.7

La contribución a la resistencia a carga vertical de castillos y cerramientos o del refuerzo interior se considerará mediante los incrementos en el esfuerzo resistente en compresión, f^*m , de la mampostería, permitidos según los incisos d) y e), del artículo XXXI.5, parte 2 a menos que mediante ensayos a escala natural se haya demostrado que se justifica un incremento mayor en la resistencia debido a dicho refuerzo.

En muros sometidos a momentos flexionantes significativos perpendicularmente a su plano, podrá determinarse la resistencia en flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de éste no exceda de seis veces al espesor del muro.

El cálculo se realizará con el criterio de resistencia en flexocompresión que se especifica para concreto reforzado y con base en las hipótesis siguientes:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- b) Los esfuerzos de tensión son resistidos por el refuerzo únicamente;
- c) Existe adherencia perfecta entre el esfuerzo y el concreto o mortero que lo rodea;
- d) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión se tomará igual a 0.003, y
- e) A menos que ensayos en pilas permitan obtener mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta afectando la carga resistente por el factor $\left[1 - \left[\frac{H'}{30 t} \right]^2 \right]$, según el artículo XXXIII.5

ARTICULO XXXIII.8

La resistencia a cargas laterales de un muro deberá revisarse para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente también de momentos flexionantes debidos a empujes normalas a su plano.

Cuando sean aplicables los requisitos del método simplificado de diseño sísmico, ver artículo XXXIII.3, la revisión podrá limitarse a los efectos de la fuerza cortante.

ARTICULO XXXIII.9

La fuerza cortante resistente de diseño se determinará como sigue:

a) Para muros diafragma

$$V_R = F_R (0.85 v^* AT) \quad \text{Ec. (27)}$$

b) Para otros muros

$$V_R = F_R (0.5 v^* AT + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v^* AT \quad \text{Ec. (28)}$$

en que

P es la carga vertical que actua sobre el muro

v^* es el esfuerzo cortante medio de diseño que se determinará según el artículo XXXI.6 parte 2

El factor de reducción de resistencia, F_R , se tomará como:

0.7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior, según se definen en el capítulo XXXII, parte 2 de este Reglamento.

0.4 para muros no confinados ni reforzados.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de los cerramientos y castillos de muros confinados de acuerdo con el artículo XXXII.3, parte 2. Cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas con las características definidas en el artículo XXXII.4, parte 2 para muros con refuerzo interior, podrá incrementarse en 25 por ciento la fuerza cortante resistente calculada con la ec 28, siempre que la cuantía de refuerzo horizontal, p_h , no sea inferior a 0.0005 ni al valor que resulte de la expresión siguiente:

$$p_h = 0.0002 \, v^* \left[1 + 0.2 \frac{P}{v^* A_T} \right] \frac{f_y}{4200}$$

ARTICULO XXXIII.10

La resistencia a flexión y 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 considera 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 .

La capacidad a flexión o flexocompresión en el plano de un muro con refuerzo interior o exterior se calculará con un método de diseño basado en las hipótesis estipuladas en el artículo XXXIII.7, parte 2.

Para muros reforzados con barras colocadas simétricamente en sus extremos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento resistente de diseño.

Para flexión simple, el momento resistente se calculará como

$$M_o = F_R A_s F_y d'$$

donde

A_s es el área de acero colocada en el extremo del muro

d' la distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro

Cuando exista carga axial sobre el muro, el momento de la sección se modificará de acuerdo con la ecuación

$$M_R = M_o + 0.30 P_u d' ; \quad \text{si } P_u \leq PR/3$$

$$M_R = (1.5 M_o. + 0.15 PR d') (1 - P_u/PR) ; \quad \text{si } P_u > PR/3$$

donde

P_u es la carga axial de diseño total sobre el muro, que se considerará positiva si es de compresión

d el peralte efectivo del refuerzo de tensión

PR la resistencia a compresión axial

FR se tomará igual a 0.8 si $P_u \leq PR/3$, es igual a 0.6 en caso contrario.

CAPITULO XXXIV CONSTRUCCIÓN

ARTICULO XXXIV.1

Condiciones. Las piezas empleadas deberán estar limpias y sin rajaduras.

Humedecimiento de las piezas. Deberán saturarse previamente a su colocación todas las piezas de barro; las piezas a base de cemento deberán estar secas al colocarse.

ARTICULO XXXIV.2

Mezclado del mortero. La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la mínima fluidez compatible con una fácil colocación. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose siempre que sea posible, un mezclado mecánico. El tiempo de mezclado, una vez que el agua se agrega, no debe ser menor de 3 minutos.

Los morteros a base de cemento normal deberán usarse dentro del lapso de 2.5 horas a partir del mezclado inicial.

ARTICULO XXXIV.3

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. El tamaño máximo del agregado será de 1 cm.

ARTICULO XXXIV.4

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. El espesor de las juntas no excederá de 1.5 cm.

ARTICULO XXXIV.5

Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en estas disposiciones son aplicables sólo si las piezas se colocan en forma cuatrapeada; para otros tipos de aparejo, el comportamiento de los muros deberá deducirse de ensayos a escala natural.

ARTICULO XXXIV.7

En castillos y huecos interiores se colará de manera que se obtenga un llenado completo de los huecos. El colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores de 1.5 m a menos que el área del hueco sea mayor de 65 cm², caso en el cual se permitirá el colado en tramos hasta de 3 m, siempre que sea posible comprobar, por aberturas en las piezas que el colado llega hasta el extremo inferior del elemento.

ARTICULO XXXIV.8

El refuerzo se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. El recubrimiento, separación y traslapes mínimos serán los que se especifican para concreto reforzado; para refuerzo colocado en las juntas regirá lo especificado en el artículo XXXII.4, parte 2. No se admitirá traslape de barras de refuerzo colocadas en juntas horizontales.

ARTICULO XXXIV.9

En la construcción de muros, además de los requisitos de las secciones anteriores, se cumplirán los siguientes:

La dimensión de la sección transversal de un muro que cumpla alguna función estructural o que sea de fachada no será menor de 10 cm.

Todos los muros que se toquen o crucen deberán anclarse o ligarse entre sí, salvo que se tomen precauciones que garanticen su estabilidad y buen funcionamiento.

Los muros de fachadas que reciban recubrimiento de materiales pétreos naturales o artificiales deberán llevar elementos suficientes de liga y anclaje para soportar dichos recubrimientos.

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.

En los planos de construcción deberán especificarse claramente: peso máximo admisible de las piezas, resistencia de las mismas y tolerancia en sus dimensiones, así como el portero considerado en el diseño y los detalles del aparejo de las piezas, del refuerzo y su anclaje y traslape, detalles de intersecciones entre muros y anclajes de elementos de fachada.

ARTICULO XXXIV.9

Las tolerancias atenderán a lo siguiente:

a) En ningún punto el eje de un muro que tenga una función estructural distará más de 2 cm del de proyecto.

b) El desplome de un muro no será mayor que 0.004 veces su altura ni 1.5 cm.

CAPITULO XXXV MAMPOSTERIA DE PIEDRAS NATURALES

ARTICULO XXV.1

Este capítulo se refiere al diseño y construcción de cimientos, muros de retención y otros elementos estructurales de mampostería del tipo conocido de tercera, o sea formado por piedras naturales sin labrar unidas por mortero.

ARTICULO XXV.2

Las piedras que se emplean en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos siguientes:

Resistencia mínima a compresión en dirección normal a los planos de formación kg/cm ²	150
Resistencia mínima a compresión en dirección normal paralela a los planos de formación kg/cm ²	100
Absorción máxima	4 %
Resistencia al intemperismo: máxima pérdida de peso después de 5 ciclos en solución saturada de sulfato de sodio	10 %

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 30 kg cada una.

ARTICULO XXXV.3

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán cumplir con los requisitos siguientes:

a) La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 5.

b) La resistencia mínima en compresión será de 15 kg/cm².

c) La resistencia se determinará según lo especificado en la norma NOM C 61.

ARTICULO XXXV.4

Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión, f^*m , y en cortante, v^* , se tomarán según:

Mampostería unida con mortero de resistencia en compresión no menor que 50 kg/cm²

$$f^*m = 20 \text{ kg/cm}^2, \quad v^* = 0.6 \text{ kg/cm}^2$$

Mampostería unida con mortero de resistencia en compresión menor que 50 kg/cm²

$$f^*m = 15 \text{ kg/cm}^2 \quad v^* = 0.4 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos de diseño anteriores incluyen ya un factor de reducción, FR, que por lo tanto no deberá ser considerado nuevamente en las fórmulas de predicción de resistencia.

ARTICULO XXXV.5

Se verificará que en cada sección la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente dada por la expresión:

$$PR = (1 - 2 e/t) A_t f^*m$$

siendo t el peralte de la sección, A su área y e la excentricidad con que actúa la carga. La expresión anterior es válida cuando la relación entre la altura del elemento de mampostería y el peralte de su sección no exceda de 5; cuando dicha relación se encuentre entre 5 y 10, la resistencia se tomará igual al 80 por ciento de la calculada con la expresión anterior; cuando la relación exceda de 10 deberán tomarse en cuenta explícitamente los efectos de esbeltez en la forma especificada para mampostería de piedras artificiales.

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 según el inciso anterior.

ARTICULO XXXV.6

Las piedras que se empleen deberán estar limpias y sin rajaduras; no se emplearán piedras que presenten forma de laja. Las piedras se mojarán antes de usarlas.

ARTICULO XXXV.7

El mortero se elaborará con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener una pasta manejable. Para el mezclado se respetarán los requisitos del artículo XXXIV.2.

ARTICULO XXXV.8

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 de área del paramento y estarán distribuidas en forma regular. Se respetarán, además los requisitos del artículo XXXIV.8, parte 2 que sean aplicables.

ARTICULO XXXV.9

En cimientos de piedra braza la pendiente de las caras inclinadas medida desde la arista del cerramiento o muro, no será menor que 1.5 (vertical) : 1 (horizontal).

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 ellos a separaciones no mayores de las señala la siguiente tabla

Presión de contacto con con el terreno, p, ton/m ²		claro máximo en m	
		Caso (1)	Caso (2)
	$p \leq 2.0$	5.0	10.0
2.0	$< p \leq 2.5$	4.5	9.0
2.5	$< p \leq 3.0$	4.0	7.5
3.0	$< p \leq 4.0$	3.0	6.0
4.0	$< p \leq 5.0$	2.5	4.5

En todo cimiento deberán colocarse cerramientos de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momentos de volteo como sobre los perpendiculares a ellos, los castillos deben empotrarse en los cimientos no menos de 40 cm.

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 estos. Los casos (1) (2) corresponden respectivamente a mampostería ligada con mortero de cal y con mortero de cemento. No deberán existir planos definidos de falla transversales al cimiento.

ARTICULO XXXV.10

En el diseño de muros de contención se tomará en cuenta la combinación más desfavorable de cargas laterales y verticales debidas al 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.

TITULO F

ESTRUCTURAS DE CONCRETO

NOTACION

A_g área bruta de la sección transversal

A_s área de refuerzo longitudinal en tensión en vigas, o área total de refuerzo longitudinal en columnas, cm^2

A_s' área de refuerzo longitudinal en compresión en vigas

A_{sp} área de acero de presfuerzo en la zona de tensión

A_{st} área de refuerzo longitudinal requerido por torsión

A_{sv} área de un aramo de refuerzo transversal por torsión

A_v área de refuerzo por tensión diagonal comprendido a una distancia “s”

a_s área transversal de una barra; también área de refuerzo por cambios volumétricos por unidad de ancho de la pieza

a_1, a_2 respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa o lados corto y largo de una zapata (véase tabla 8)

b ancho de una sección rectangular, o ancho del patin a compresión en vigas T, I o L, cm

b' ancho del alma de una sección T, I o L, cm

b_o perímetro de sección crítica por tensión diagonal alrededor de cargas concentradas o reacciones en losas y zapatas

- c en ménsulas, distancia de la carga al paño donde arranca la ménsula
- d peralte efectivo, distancia entre el centroide del acero a tensión y la fibra extrema de compresión, cm
- d' distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema de compresión
- db diámetro de una barra
- Ec módulo de elasticidad del concreto
- Es módulo de elasticidad del acero
- Fab, Fas factores de amplificación para diseño
- fb esfuerzo en el concreto bajo la placa de anclaje, ecs 75, 76
- fc resistencia nominal de diseño compresión del concreto, esfuerzo en el concreto, kg/cm²
- f 'c resistencia especificada del concreto a compresión, kg/cm²
- f c resistencia media del concreto a compresión, kg/cm²
- f "c $= (1.05 - f *c/1250) f *c \leq 0.85 f *c$, ecs 69 a 71
- f 'ci resistencia a compresión del concreto a la edad de transferencia de presfuerzo, art. XLV.4, ec 75
- f 't resistencia a tensión del concreto, art. XLIX.1
- fs esfuerzo en el acero
- fsr esfuerzo resistente del acero de presfuerzo, art. XLV.4

fv	esfuerzo admisible por tonsión en estribos, ec 59
fy	esfuerzo de fluencia del acero
H	longitud libre de un miembro a flexocompresión, altura total de un muro
H ‘	longitud efectiva de un miembro a flexocompresión
h	peralte total de un elemento viga o muro, dimensión transversal de un miembro paralelo a la flexión o a la fuerza cortante, altura de entrepiso eje a eje
Ig miembro	momento de inercia principal y centroidal de la sección bruta de concreto del miembro
L	claro de un elemento, viga, muro o tablero de muro, cm
Ld	longitud de desarrollo
Ldb	longitud básica de desarrollo. ec 64
M	momento flexionante
MR	momento resistente de diseño
m	relación a_l/a_2
p	A_s/bd en vigas, A_s/td en muros, A_s/Ag en columnas
p’	$A’s/bd$ en elementos a flexión
q	$p \cdot f_y/g \cdot c$
R	rigidez de entrepiso

- r radio de giro
- s separación del refuerzo transversal
- t espesor de muro o del patin de viga T, cm
- T momento torsionante de diseño
- Tc torsión que toma el concreto, ec. 58
- Tp torsión máxima admisible, ec. 57

Wn suma de las cargas de diseño, muertas y vivas acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado, ec. 34

- w carga por metro cuadrado
- V fuerza cortante
- z brazo de par interno
- α cambio angular de tendón de presfuerzo
- μ fricción por curvatura del cable de tensado
- ϵ_s deformación unitaria del acero, ec 72.

CAPÍTULO XXXVI ALCANCE

ARTICULO XXXVI.1

En esta parte se presentan disposiciones para el diseño de estructuras de concreto, incluido el concreto simple y el reforzado (ordinario y presforzado). Se dan aclaraciones complementarias para concreto ligero.

CAPÍTULO XXXVII CRITERIOS DE ANALISIS

ARTICULO XXXVII.1

Las estructuras de concreto se analizarán, en general, con métodos que suspongan comportamiento elástico. También pueden aplicarse métodos de análisis límite siempre que se compruebe que la estructura tiene la suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad.

En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos, y entrepisos, pero sin que ningún momento flexionante 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 el artículo XXXVII.2 parte 2.

En los efectos de esbeltez se deberá considerar:

a) Conceptos preliminares

Restricción lateral de los extremos de columnas. Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos muros u otros elementos que den restricción lateral no sea 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 a 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.).

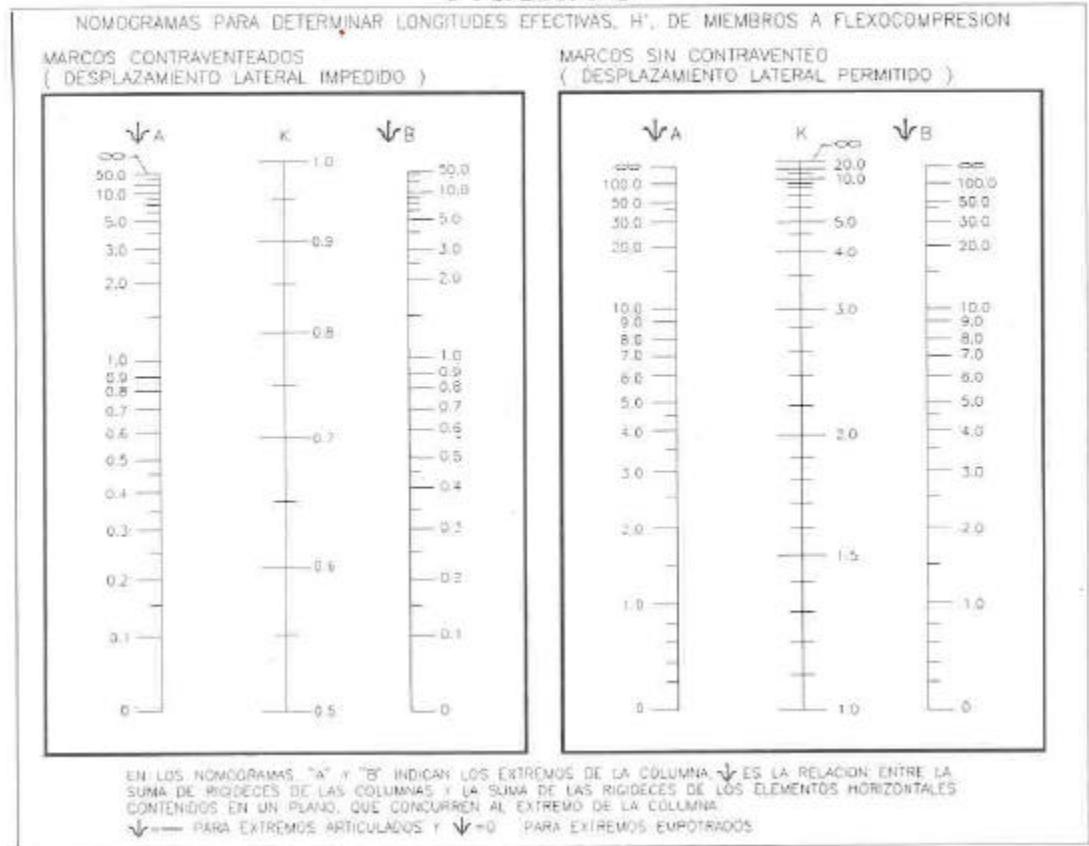
Longitud libre, H , de un miembro a flexocompresión. Es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas, H , será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la

flexión. En aquellas 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.

Longitud efectiva, H' , de un miembro a flexocompresión. La longitud efectiva de miembros con extremos restringidos lateralmente puede determinarse, con el nomograma A de la fig. 3; la de miembros cuyos extremos no están restringidos lateralmente puede determinarse, con el nomograma B de la fig. 3; la de miembros cuyos extremos no están restringidos lateralmente, con el nomograma C de la fig. 3.

b) 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 $34 - 12 M_1/M_2$. Este criterio también se aplicará a miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales que no produzcan desplazamientos laterales apreciables (en la expresión anterior M_1 es el menor y M_2 es el mayor de los momentos en los extremos del miembro; el cociente M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura simple 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).

FIGURA 3

En miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales cuando éstas causen desplazamientos laterales apreciables, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si H'/r es menor que 22.

En miembros con extremos no restringidos lateralmente que forman parte de una estructura sujeta a cargas verticales y laterales, los efectos de esbeltez debidos a las deformaciones causadas por las cargas laterales pueden despreciarse cuando el desplazamiento de entrepiso dividido entre la diferencia de elevaciones correspondiente, no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante de entrepiso sin reducir y la suma de las cargas muertas y vivas especificadas, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado. Para saber si pueden despreciarse los efectos de esbeltez causados por las deformaciones debidas a las cargas verticales, se aplicará lo dicho en los párrafos anteriores para miembros con extremos no restringidos lateralmente; en este caso M1 y M2 son los momentos menor y mayor en los extremos del miembro originados sólo por las cargas verticales.

c) Limitación para H'/r

Cuando H'/r sea mayor que 100, deberá efectuarse un análisis de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en e).

d) Momentos de diseño

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con b), no puedan despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionará para la carga axial de diseño P_u , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado M_c , obtenido aproximadamente con el procedimiento que sigue:

$$M_c = F_{ab} M_{2b} + F_{as} M_{2s} \quad \text{Ec. (29)}$$

donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - P_u/P_c} \geq 1 \quad \text{Ec. (30)}$$

$$C_m = (0.6 + 0.4 M_1/M_2) \geq 0.4 \quad \text{Ec. (31)}$$

$$P_c = 0.7 \pi^2 EI / (H'^2) \quad \text{Ec. (32)}$$

$$EI = 0.4 E_c I_g / (1 + u) \quad \text{Ec. (33)}$$

$$F_{as} = 1 + \frac{W_u/h}{R/Q - 1.2 W_u/h} \quad \text{Ec. (34)}$$

donde

u relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño por carga total

W_u suma de las cargas de diseño, muertas y vivas, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado

R rigidez representativa de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, provocado por la fuerza cortante mencionada (i.e. suma de rigideces representativas de entrepiso de todos los marcos de la estructura en la dirección analizada)

Q factor de comportamiento sísmico definido en el capítulo 10 de este reglamento. Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas del mismo, se tomará $Q = 1.0$

h altura del entrepiso, entre niveles consecutivos

Pc carga crítica de pandeo

Pu carga axial de diseño

Ig momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto

Ec módulo de elasticidad del concreto

M1 el menor de los momentos en el extremo de la columna

M2 el mayor de los momentos en el extremo de la columna

M2b es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro en valor absoluto, causado por aquellas cargas que no dan lugar a desplazamientos laterales. Este momento no se tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en el artículo XL.2 inciso a, parte 2

M2s es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis elástico convencional.

En una estructura restringida lateralmente los momentos M2s son nulos.

En una estructura no restringida lateralmente sujeta a carga vertical, usualmente los momentos M2s son nulos, a menos que por asimetría de la geometría y/o de las cargas, el desplazamiento lateral sea apreciable. En este último caso, todos los momentos pueden multiplicarse por Fas.

En una estructura no restringida lateralmente sujeta a cargas verticales y horizontales, si las cargas verticales solas no causan desplazamiento lateral apreciable, los momentos por ellas generados se multiplicarán por Fab y los causados por las cargas

laterales, por Fas; si las cargas verticales solo producen un desplazamiento lateral apreciable, los momentos generados por ellas y los debidos a cargas horizontales se multiplicarán por Fas.

En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que se resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión en un entrepiso sea significativa se incluirá en la determinación de los efectos de esbeltez.

e) Análisis de segundo orden

Este procedimiento consiste en obtener las fuerzas y momentos internos tomando en cuenta el equilibrio de la estructura en estado lateral desplazado sobre dichas fuerzas y momentos, con la influencia de la carga axial en las rigideces. Se puede aplicar cualquiera que sea el valor H'/r .

CAPÍTULO XXXVIII CRITERIOS DE DISEÑO

ARTICULO XXXVIII.1

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en el capítulo XXXVII

El dimensionamiento se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el capítulo III parte 2 de este Reglamento, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos de seguridad no menores que los que se obtengan empleando este ordenamiento.

Sea que se aplique de estado 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, agrietamientos, etc.) quedan limitados a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

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 $Q = 2.0$. Los valores de Q que deben aplicarse para estructuras especiales como marcos dúctiles, marcos prefabricados, losas planas, etc., se dan en los capítulos correspondientes de estas normas. En todo lo relativo a los valores de Q, debe cumplirse, además, con el capítulo 10 de las normas técnicas para diseño sísmico.

CAPITULO XXXIX MATERIALES

ARTICULO XXXIX.1

El concreto empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2. ton/m³ y clase de 2, con peso volumétrico en estado fresco entre 1.9 y 2.2. ton/m³.

Para las obras clasificadas como del grupo A o B, según se define en el artículo II.2, parte 2 del Reglamento, se usará concreto de clase 1. El Corresponsable en Seguridad Estructural podrá permitir el uso de concreto clase 2 para dichas obras, si demuestra que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluye esta justificación en la memoria del cálculo.

a) Materiales componentes para concreto clase 1 y 2

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, deformabilidad y durabilidad necesarias. La calidad de los materiales componentes deberá verificarse al inicio de la obra , y tambien cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos, o haya cambio de las fuentes de suministro.

En la fabricación de los concretos, clase 1 o 2 se empleará cualquier tipo de cemento portland que sea congruente con la finalidad y características de la estructura. El agua de la mezcla deberá ser limpia y libre de sustancias en solución o suspensión que la enturben o le produzcan olor o sabor fuera de lo común.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural o del Director de Obra cuando no se requiera de Corresponsable.

b) Resistencia a compresión

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f'_c , igual o mayor que 200 kg/cm². La resistencia especificada de los concretos clase 2 será inferior a 250 kg/cm². En ambos casos deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada.

Para diseñar se usará el valor nominal, f_c , determinado con la expresion siguiente:

$$f_c = 0.45 f'c \quad \text{C. (35)}$$

c) Resistencia a la tensión

Para fines de diseño, la resistencia a la tensión de concreto no se considera pues el acero del refuerzo toma todas las tensiones debidas a la flexión.

d) Módulo de elasticidad

Para concreto clase 1 y 2 de peso normal el módulo de elasticidad E_c puede considerarse como sigue:

$$E_c = 15100 \sqrt{f'c} \quad \text{Ec. (36)}$$

ARTICULO XXXIX.2

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla soldada de alambre. Las barras serán corrugadas, excepto la barra lisa de 6.4 mm de diámetro (No.2) para estribos, conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario se supondrá igual a

$$E_s = 2039000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. (37)}$$

En el cálculo de resistencia se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, $f_y = 4220 \text{ kg/cm}^2$. Para fines de diseño se usará un esfuerzo de trabajo f_s calculado con la expresión

$$f_s = 0.5 f_y \quad \text{Ec. (38)}$$

CAPITULO XL DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO

ARTICULO XL.1

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 sección plana antes de la flexión permanece plana después de esta. Las deformaciones varían linealmente con la distancia al eje neutro.

b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación de uno es igual al de otro a igual distancia del eje neutro.

c) La relación esfuerzo-deformación del concreto es proporcional bajo cargas de servicio y dentro de los esfuerzos de trabajo.

d) El acero toma toda la tensión debida a la flexión.

Los esfuerzos se calcularán de conformidad con las fórmulas tradicionales. Así en secciones simplemente reforzadas de miembros de sección constante

$$f_c = \frac{2M}{k j b d^2} \quad y \quad f_s = \frac{M}{A_s j d} \quad \text{Ec. (39)}$$

donde

b es el ancho de la sección transversal

M es el momento flexionante

k constante que define la profundidad del eje neutro

j relación entre la distancia del centroide de compresión al centroide de tensión y el peralte efectivo

d es el peralte efectivo

A_s es el área de acero en tensión.

En elementos doblemente armados se transformará el área de acero de compresión multiplicandola por 2n, pero en ningún caso el esfuerzo del acero a compresión, f'_s , podrá ser superior al esfuerzo f_s . El valor de n es el cociente de modulos de elasticidad acero a concreto.

Si el esfuerzo de trabajo en el acero (f_s) es superior a 2100 kg/cm², se revisarán las condiciones de agrietamiento.

En miembros que pueden sufrir pandeo lateral se reducirá el momento resistente en compresión. Para miembros de sección rectangular el factor de reducción vale:.

$$B = 1.4 \frac{L' \cdot h}{360 (1 - 0.35 b/h) b^2} \leq 1 \quad \text{Ec. (12)}$$

donde L' es la distancia efectiva entre zonas de sujeción lateral y h es el peralte total de la pieza. No es necesario revisar por pandeo lateral los miembros en que L' es menor de 33 b si h no es mayor que cuatro veces b .

- 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.

- Refuerzo minimo

Refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, escepto 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. El módulo de rotura se puede suponer igual a:

$$\begin{aligned} \text{concreto clase 1} & \text{-----} 2 \sqrt{f'_c} \\ \text{concreto clase 2} & \text{-----} 1.40 \sqrt{f'_c} \end{aligned} \quad \text{Ec. (41)}$$

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede clacularse con la siguiente expresión aproximada.

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \quad \text{Ec. (42)}$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección.

- Refuerzo máximo

El área máximo de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deben resistir fuerzas sísmicas será la que corresponde a la falla balaceada de la sección considerada.

- Flexió en dos direcciones

La resistencia de vigas rectangulares sujetas a flexión en dos direcciones se podrá valuar con la ecuación:

$$MR = \left[\frac{M_x}{M_{rx}} + \frac{M_y}{M_{ry}} \right] \leq 1.00 \quad \text{Ec. (43)}$$

donde

M_x y M_y son los momentos de diseño según los ejes X y Y

M_{rx} y M_{ry} son los momentos resistentes según los mismos ejes.

ARTICULO XL.2

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales del artículo XLI.1, parte 2, o bien con diagramas de interacción contruados de acuerdo con ellas.

a) Excentricidad mínima

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05 h \geq 2\text{cm}$, donde h es la dimensión de la acción en la dirección en que se considera la flexión.

b) Tanto en secciones sujetas a flexotensión como flexocompresión se permiten los mismos esfuerzos que en miembros sujetos a flexión simple y son aplicables las hipótesis tradicionales de diseño elástico.

En estos elementos la capacidad de carga se puede controlar como se indica a continuación:

- La resistencia de una columna estará controlada por la compresión si la carga, N , tiene una excentricidad, “ e ”, en cada dirección principal, menor o igual que la proporcionada por las ecuaciones 18, 19 y 20; y estará controlada por tensión si “ e ” excede estos valores en cualquiera de las direcciones principales

Para columnas simétricas con espiral

$$e = 0.43 p_m D + 0.14 t \quad \text{Ec. (44)}$$

Para columnas simétricas de estribos

$$e = (0.67 p_m + 0.17) d \quad \text{Ec. (45)}$$

Para columnas asimétricas de estribos

$$e = \frac{p'_m (d - d') + 0.1 d}{(p'_m - p_m) + 0.6} \quad \text{Ec. (46)}$$

- Las columnas controladas por compresión se proporcionarán de acuerdo con la ecuación 47, excepto que la carga permisible N , no excederá la carga P , permitida cuando la columna soporte solo carga axial:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad \text{Ec. (47)}$$

dibde f_{bx} y f_{by} son las componentes del momento flexionante respecto a los ejes principales “x” y “y” divididas entre el modulo de sección de las secciones transformadas sin agrietar. Se pondrá $2n$ como la relación modular para todo el refuerzo vertical y

$$F_a = 0.34 (1 + p_m) f'_c \quad \text{Ec. (48)}$$

$$f_a = \frac{N}{A_g}$$

$$F_b = 0.45 f'_c$$

$$S_b = \text{Módulo de sección} = I/(h/2)$$

- Para columnas controladas por tensión se considerará que el momento flexionante permisible, M , varía linealmente con la carga axial, desde M_b cuando la sección está sujeta a flexión pura, hasta M_c cuando la carga axial es igual a N_b ; M_b y N_b serán determinados de e_b y de la ecuación 47.

Los valores de M_o se tomarán de las siguientes ecuaciones:

Para columnas con refuerzo helicoidal

$$M_o = 0.12 A_{st} f_y D \quad \text{Ec. (49)}$$

Para columnas simétricas de estribos

$$M_o = 0.40 A_s f_y (d-d') \quad \text{Ec. (50)}$$

Para columnas asimétricas de estribos

$$M_o = 0.40 A_s f_y j d \quad \text{Ec. (51)}$$

- Para flexión en dos direcciones

$$\frac{M_x}{M_{ox}} + \frac{M_y}{M_{oy}} \leq 1 \quad \text{Ec. (52)}$$

En donde M_x y M_y son los momentos flexionantes con respecto a los ejes principales “x” y “y”; M_{ox} y M_{oy} son los valores de M_o para flexión con respecto a dichos ejes.

En las expresiones anteriores

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

p relación entre el área del refuerzo de tensión al área efectiva de concreto

p' relación entre el área de refuerzo de compresión y el área efectiva del concreto

t dimensión de la columna en la dirección de la flexión

d distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo de tensión

e excentricidad de la carga resultante en una columna; medida desde su centro de gravedad

d' distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo de compresión

D es el diámetro de la columna

A_{st} área total del refuerzo longitudinal

h peralte total de una sección de una viga o el de una columna rectangular en el sentido del momento en que se analice o el diámetro de una columna circular.

ARTICULO XL.3

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento el esfuerzo bajo carga de servicio se tomará como $0.25 f'c$.

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el valor anterior podrá incrementarse multiplicándolo por $\sqrt{A_2/A_1}$ pero sin exceder de dos. 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.

ARTICULO XL.4

En la tensión diagonal se tomarán las siguientes consideraciones:

a) Esfuerzo cortante

El esfuerzo cortante medio (v) en una sección se calculará con la expresión:

$$v = \frac{V}{b d} \quad \text{Ec.(53)}$$

donde

v esfuerzo cortante unitario externo

V fuerza cortante medida a una distancia (d) de la cara del apoyo.

b) Esfuerzo cortante permisible en el concreto

Las expresiones para (v_c) que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70cm y, además, la relación h/b no excede de 6. Por cada una de las condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá (v_c) dado por dichas expresiones en 30%. Para valuar h/b en vigas T o Y se usará el ancho del alma b' :

Esfuerzo que toma el concreto: $v_c = 0.25 \sqrt{f'c}$

Esfuerzo máximo en miembros con
refuerzo en el alma, inclinado o

vertical o combinaciones adecuadas
de barras dobladas y estribos verticales:

$$v_c = 1.00 \sqrt{f'_c}$$

Esfuerzo que toma el concreto en losas
y zapatas a una distancia $d/2$ en torno a
la columna:

$$v_c = 0.50 \sqrt{f'_c}$$

c) Refuerzo por tensión diagonal en vigas

Cuando el esfuerzo cortante externo v es mayor que v_c se requiere refuerzo por tensión diagonal. Su separación (S) será la menor que resulte de las siguientes:

$$S_1 = \frac{f_s A_v}{(v - v_c) b}$$

$$S_2 = \frac{A_s F_s}{3.5 b} ; \text{ donde } f_s \leq 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_3 = \frac{d}{2}$$

Si v es mayor que $2 v_c$ las separaciones indicadas anteriormente se reducirán a la mitad. En ningún caso se omitirán los estribos, y no se admitirán valores de V mayores que $4 v_c$.

d) Refuerzo por tensión diagonal en columnas deberá estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza con diámetro mínimo de $3/8$ de pulgada y colocados a la menor separación que resulte de las siguientes:

$$S_1 = 16 \text{ veces el diámetro del refuerzo principal}$$

$$S_2 = 48 \text{ veces el diámetro del estribo}$$

$$S_3 = b \text{ (lado menor de la sección transversal).}$$

La separación máxima de estribos reducirá a la mitad de las antes indicadas en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre 0 60 cm arriba y abajo de cada unión de columna con trabe o losa, medida a partir del respectivo plano de intersección.

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 proporcionado por el doblez de un estribo ángulo interno no mayor de 135°.

Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm de una barra soportada lateralmente. Cuando 6 o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia se pueden usar anillos circulares con suficiente traslape para desarrollar su esfuerzo de fluencia.

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas cuyos extremos terminen en un doblez de 180° alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud igual a 10 diámetros de la barra de la grapa.

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante, (S) formada con barras cuando menos de 3/8" de diámetro. La separación centro a centro entre hélice y hélice deberá ser mayor de 3.5 cm y menor de 7.5 cm. El paso (S) se calculará con la expresión:

$$S = \frac{D_c}{6}$$

donde

D_c es el diámetro del corazón de la columna medido al exterior de la hélice.

Los traslapes tendrán un vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media.

d) Fuerza cortante en losas y zapatas

Las losas o zapatas que trabajan como vigas anchas se considerarán de acuerdo con lo que proceda de los inicios en relación con el esfuerzo cortante en vigas. Puede

omitirse el refuerzo por tensión diagonal cuando el esfuerzo cortante medio v_c no es mayor que $0.50 \sqrt{f'_c}$.

Cuando el esfuerzo cortante medio calculado $v = V/s'd$ excede de $0.5 \sqrt{f'_c}$ se proveerá refuerzo por tensión diagonal. Este se diseñará de conformidad con la expresión

$$A_v = \frac{v'z s'd}{0.75 f_s \sin \theta} \quad \text{Ec. (54)}$$

en donde

$$v'z = \sqrt{(v^2 - v_c^2)} \quad \text{Ec. (55)}$$

El diámetro de este refuerzo no debe exceder $d/20$. No se admitirá que v exceda de $0.8 \sqrt{f'_c}$.

s' es el perímetro de la sección crítica correspondiente a una distancia $d/2$, del paño de una columna o pedestal

θ ángulo que el refuerzo de tensión diagonal forma con el eje de la pieza.

ARTICULO XL.5

Las disposiciones que siguen son aplicables a tramos sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total del miembro y en que la resistencia a torsión no afecte directamente el equilibrio de la estructura.

a) Miembros en que se requiere refuerzo por torsión

En miembros sujetos a torsión y fuerza cortante en los que se cumple la condición:

$$\frac{T^2}{T_p^2} + \frac{v^2}{v_c^2} \geq 1.0 \quad \text{Ec. (56)}$$

y además, si el momento torsionante de diseño, T , es mayor que T_c dado por la ec. 30, se requiere refuerzo por torsión. Si no se cumple alguna de las condiciones anteriores, los efectos de la torsión pueden despreciarse.

En secciones rectangulares y secciones T, I o L; T_p se valúa con la expresión:

$$T_p = 0.22 \sum x^2 y \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (57)}$$

“ x ” y “ y ”, son las dimensiones de los lados menor y mayor respectivamente, reducidas en 2.0 cm de los rectángulos en que queda descompuesta la sección al considerar cada ala y el alma con el peralte completo, pero sin que se tome “ y ” mayor $3x$. La suma se refiere a los rectángulos componentes de la sección. Puede usarse la ec. 57 para secciones circulares tomando “ x ” igual a “ y ” es igual a ocho décimos del diámetro.

Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo deben dimensionarse para la misma torsión que actúa a un peralte efectivo.

b) Momento torsionante que toma el concreto

Cuando se requiere refuerzo por torsión, se supondrá que el momento torsionante es resistido simultáneamente por el concreto y el refuerzo. En secciones rectangulares y secciones T, I o L, la contribución del concreto, T_c , se calculará con la expresión:

$$T_c = 0.25 T_p \quad \text{Ec. (58)}$$

En secciones circulares puede usarse esta expresión tomando “ x ” igual a “ y ” e igual a ocho décimos del diámetro.

c) Refuerzo por torsión

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro y por varillas longitudinales. En miembros circulares los estribos serán circulares. El esfuerzo necesario para torsión se combinará con el requerido para otras fuerzas interiores, a condición de que el área suministrada sea la suma de las áreas individuales necesarias y que cumplan en cuanto a espaciamiento y colocación de refuerzo.

Cuando, según a), se requiera refuerzo por torsión, el área necesaria de estribos cerrados se calculará con

$$A_{sv} = \frac{s (T - T_c)}{\Omega x_1 y_1 f_v} \quad \text{Ec.(59)}$$

A_{sv} área transversal de una sola rama de estribo

x_1, y_1 ladomenor y mayor de un estribo medidos centro a centro y reducidos cada uno en 2 cm

s separación de los estribos en cm

f_v esfuerzo del acero de los estribos, que no será mayor de 2000 kg/cm²

$$\Omega = (0.66 + 0.33 y_1/x_1) \leq 1.5$$

En la ec. 59, T no se tomará menor que T_p dada por la ec. 57.

La separación s no será mayor que el ancho de los estribos ni la mitad de su altura ni mayor de 30 cm. En miembros circulares x_1 y y_1 se tomarán igual a ocho décimos del diámetro del estribo circular medido centro a centro.

En área necesaria de barra longitudinales, A_{st} se calculará con

$$A_{st} = \frac{2 A_{sv}}{s} (x_1 + y_1) \frac{f_v}{f_s} \quad \text{Ec.(60)}$$

El refuerzo longitudinal debe distribuirse en el perímetro de la sección transversal y debe colocarse por lo menos una barra en cada esquina. La separación entre barras longitudinales no excederá de 50 cm y su diámetro no debe ser menor que el de los estribos.

La combinación de refuerzo transversal y longitudinal puede sustituirse por refuerzo helicoidal constituido por rectas a 45° con las aristas del miembro. Su espaciamiento, medido sobre el eje de la pieza, se obtiene dividiendo entre $\sqrt{2}$ el obtenido con la ec. 59. Dicho espaciamiento no debe exceder de y_1 .

El refuerzo por torsión se suministrará cuando menos en una distancia $(h + b)$ más allá del punto teórico en que ya no se requiere, siendo h el peralte total y b el ancho del miembro.

No se admitirá que el momento torsionante de diseño T , sea mayor que $7 T_c (1 - 0.25 v/v_c)$ en ninguna sección.

ARTÍCULO XL.6

El criterio siguiente se aplica a estructuras no expuestas a un ambiente muy agresivo y/o que no deban ser impermeables. En caso contrario deben tomarse precauciones especiales.

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de trabajo mayor a 1800 kg/cm^2 para el refuerzo a tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que se cumpla que

$$f_s \left[\frac{d_c}{A} \right]^{1/3} \leq 40\,000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. (61)}$$

donde

f_s esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2

d_c recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema o tensión al centro de la barra más próxima a ella, en cm

A área de concreto a tensión, en cm^2 que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el centroide de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cuando el refuerzo principal conste de barras de varios diámetros, el número de barras se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro).

El esfuerzo f_s puede tomarse como $0.60 F_y$

ARTICULO XL.7

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_s = \frac{450 Z_1}{0.8 f_y (Z_1 + 100)} \quad \text{Ec.(62)}$$

donde

a_s área transversal del esfuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2 / cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a la dirección considerada y a Z_1

Z_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, en cm.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie el esfuerzo no será menor de 2 a_s .

Por simplicidad, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2 por ciento en elementos estructurales protegidos de la intemperie y 0.4 por ciento en los expuesto a ella.

La separación del esfuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm, ni de 3.5 Z_1 .

Debe aumentarse la cantidad de acero o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite el agrietamiento excesivo.

Puede prescindirse el esfuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

ARTÍCULO XL.8

Se establece como requisito indispensable para el trabajo de piezas de concreto reforzado, que no haya deslizamiento del acero, en otras palabras, que a través de una adherencia, se logre la transmisión de esfuerzos entre ambos materiales.

Requisitos generales:

a) 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 de anclaje. La fuerza de tensión 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.

b) El requisito del párrafo a) se cumple, en la mayoría de los casos, para el acero de tensión de miembros sujetos a flexión si:

I) 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 que el punto teórico donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requieren.

II) En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el esfuerzo 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 elementos libremente apoyados.

III) 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 el título D, parte 2 de este Reglamento.

IV) Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado se prolonga más allá del centro del apoyo, incluyendo proporciones dobladas, una longitud no menor que

$$(L_d - 0.25 L) \geq 0.5 h \quad \text{Ec.(63)}$$

donde L es el claro del elemento y h su peralte total.

Son secciones críticas, donde habrá que revisar el anclaje, aquellas donde el esfuerzo del acero es cercano al máximo.

c) La longitud de desarrollo, L_d en el cual se considerará que una barra de tensión se ancla de modo que se desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la

longitud básica, L_{db} dada por las ecs. 23, 24 y 25, en cm, por el factor o los factores indicados en la tabla 11. Las disposiciones de esta sección son aplicables a barras de diámetro no menor de 38.1 mm (# 12). La longitud básica de desarrollo se podrá calcular también con la siguiente expresión.

$$L_{db} = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y \quad \text{Ec.(64)}$$

donde, d_b es el diámetro de la barra en centímetros, y “ a_s ” su área transversal en cm^2 .

En ningún caso L_d será menor de 30 cm. La longitud de desarrollo, L_d de cada barra que forme parte de un paquete de 3 barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada multiplicada por 1.20. Cuando el paquete sea de dos barras no se modifica L_d .

Cuando una barra a tensión termina con un doblez a 90° o 180° , se supondrá que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección crítica, si la distancia en centímetros, paralela a la barra, entre la sección crítica y el paño externo de la barra en el doblez, es al menos igual a $0.076 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$ (30 por ciento mayor en concreto ligero), pero no menor de 15 cm ni que 8 d_b , y, además el tramo recto después del doblez no es menor que 12 d_b para dobleces a 90° , ni menor de 4 d_b para dobleces a 180° .

La longitud de desarrollo de una barra lisa será el doble de la que requeriría si fuera corrugada.

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos de 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 20 cm.

d) Requisitos complementarios de anclaje

Los siguientes requisitos deben respetarse además de los anteriores:

- 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.

- Cuando el elemento en flexión es 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 12 db, ni que un dieciseisavo del claro libre.

- Por lo menos la tercera parte del refuerzo para momento positivo en vigas simplemente apoyadas, o la cuarta parte del refuerzo para momento positivo en vigas continuas se extenderá por lo menos 15 cm en el apoyo a lo largo de la misma cara de la viga.

- Anclaje del refuerzo transversal

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los recubrimientos y proximidad de otro refuerzo.

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135° seguidos de tramos rectos de no menos de 6 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos siguientes:

El radio interior de un doblez no será menor que $f_y/60 \sqrt{f'_c}$ por el diámetro de la barra doblada, 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.

En todo doblez 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. 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 deben prolongarse una longitud L_d , más allá de la media altura de las vigas dicha zona está a compresión.

- Anclaje de malla de alambre soldada

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 2 alambres perpendiculares al primero, distando el más próximo no menos de 5 cm de la sección considerada. Si sólo se ahoga un alambre perpendicular a no menos de 5 cm de la sección considerada, se supondrá que se desarrolla la mitad del esfuerzo de fluencia.

- Recubrimiento

En elementos no expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre de toda barra de refuerzo o tendón de presfuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes 2.0 cm; en losas 1.5 cm y en cascarones 1.0 cm.

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.

En elementos estructurales colados contra el suelo, el recubrimiento libre mínimo, además de cumplir con los requisitos anteriores, será de 7 cm si no se usa plantilla, y de 5 cm si se usa plantilla.

En elementos estructurales prefabricados que no van a quedar expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre del refuerzo sin presforzar no será menor que 1.5 cm, ni que el diámetro de la barra o que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete, en su caso; en losas y cascarones prefabricados puede ser no menor que 1.0 cm ni que el diámetro de la barra.

Para todos los casos y tipos de fabricación; en elementos estructurales que van a quedar expuestos a la intemperie se duplicarán los valores de los párrafos anteriores.

Los recubrimientos antes señalados se incrementarán en miembros expuestos a agentes agresivos (cubiertas, sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc.).

- 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 dos tercios 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.

- Separación entre barras o tendones individuales

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 para el tamaño máximo del agregado.

Cuan el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre las capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 2 cm. 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 el tamaño máximo del agregado ni que 4 cm.

Paquetes de barras

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y tres en vigas. 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 solo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes, 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 mas delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

- Uniones de barras

Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad pormedio 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 furza de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de estas.

- Uniones de barras sujetas a tensión

En lo posible deben evitar las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Se procurará, asimismo, que en una cierta sección cuando más se unan barras alternadas.

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.

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo, L_d , calculada según los incisos b y c del artículo XL.8 parte 2, ni menor que $(0.01 f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra (f_y en kg/cm^2).

Si se usan uniones soldadas o mecánicas deberá comprobarse experimentalmente su eficacia.

En una misma sección transversal no debe unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33 % del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros.

- 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 f_s . Cuando haya la 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 5 cm.

Las uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres sea menor o igual que $0.5 f_s$, el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 5 cm.

- 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 los incisos b, c, del artículo XL.8 parte 2, ni que $(0.01 f_y - 10)$ veces el diámetro de la barra, f_y en kg/cm^2 .

Cuando la resistencia especificada del concreto f'_c sea menor de 200 kg/cm^2 , los valores anteriores se incrementarán 20 por ciento.

CAPITULO XLI LOSAS

ARTÍCULO XLI.1

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 y agrietamiento.

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.

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas.

ARTICULO XLI.2

En el diseño de losas que trabajan en una dirección son aplicables las disposiciones para vigas, contenidas en el artículo XLI.1 parte 2.

Además el refuerzo principal de flexión, debe proporcionarse refuerzos normal al anterior, de acuerdo con los requisitos del artículo XLI.7 parte 2. En ningún caso el refuerzo por temperatura deberá ser menor que el calculado por la expresión:

$$A_{st} = 0.002 bh$$

donde b es una franja de losa de 100 cm de ancho y h el espesor total de la losa.

El peralte mínimo estipulado en la tabla 20 debe aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse por grandes deflexiones, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que no se pueda utilizar un peralte menor sin provocar efectos adversos.

Cuando se vayan a calcular las deflexiones, aquellas que ocurran inmediatamente por la aplicación de la carga deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para las deflexiones elásticas, tomando en consideración los efectos de agrietamiento y del refuerzo en la rigidez del elemento.

En ningún caso el refuerzo principal por flexión deberá separarse mas de 3 veces el espesor medido centro a centro.

TABLA 20

PERALTES MINIMOS DE VIGAS NO PRESFORZADAS O LOSAS EN UNA DIRECCIÓN, A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES.

PERALTE MÍNIMO h				
VOLADIZO ELEMENTOS	SIMPLEMENTE APOYADOS	CON UN EXTREMO	AMBOS CONTINUOS	EN EXTREMOS
ELEMENTOS QUE NO SOPORTEN O ESTEN LIGADOS A DIVISIONES U OTRO TIPO DE ELEMENTOS SUSCEPTIBLES DE DAÑARSE POR GRANDES DEFLEXIONES				
LOZAS MACIZAS EN UNA DIRECCION	L/20	L/24	L/28	L/10
VIGAS O LOSAS	L/16	L/18.5	L/21	L/8

ARTÍCULO XLI.3

En las losas apoyadas en su perímetro se atenderá a:

a) Un sistema de losa puede diseñarse mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida. Podrán diseñarse como vigas anchas suponiendo para ello una franja de losa de 100 cm de ancho o utilizando algún método de coeficientes si se satisfacen las siguientes limitaciones:

- Los tableros son aproximadamente rectangulares.

- La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
- Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre si en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos.
- 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.

b) Secciones críticas y franjas de refuerzo

Para momento 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 $a_1/2$.

Para 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.

c) Distribución de momentos entre tableros adyacentes

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento desequilibrado 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 $\left[\frac{d}{a_1} \right]^3$.

d) Disposiciones sobre el refuerzo

Se aplicarán las disposiciones sobre separaciones máxima y porcentaje mínimo de acero de los artículos XL.7 y XLI.2 parte 2. En la proximidad de cargas concentradas superiores a una tonelada, la separación del refuerzo no debe exceder de $2.5 d$, donde d es el peralte efectivo de la losa.

e) Peralte mínimo

Podrá omitirse el cálculo de flexiones si el peralte total es mayor que el perímetro del tablero entre 200. En losas esto puede reducirse hasta un 20 por ciento si se proporciona una contraflecha adecuada. Siendo el perímetro la suma de los lados continuos más el 25 por ciento de los lados discontinuos.

TABLA 21

COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES,
FRANJAS CENTRALES

Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.6

Tablero		RELACIÓN LADO CORTO A LADO LARGO, m= a1/12											
Mom. Claro 0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
<u>Interior</u>		I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
II													
TI - C	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288
292													
TI - L	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288
292													
TI + C	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126
130													
TI + L	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126
130													
<u>De borde</u>													
CD - C	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315
346													
CD - L	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297
311													
CD D- L	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190
0													
CD + C	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133
144													
+ L	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129
135													
<u>De borde</u>													
LD - C	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297
311													
LD - L	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315
346													
LD D- C	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190
0													

LD + C	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129
135													
+ L	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146		134	145
144													

De esquina

DD - C	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324
364													

DD - L	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324
364													

DD D- C	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
---------	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---

DD D- L	326	0	250	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
---------	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---

+ C	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137
153													

+ L	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137
153													

Aislado

4D D- C	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
---------	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---

4D D- L	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
---------	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---	-----	---

4D + C	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	550	950	500	830
--------	------	------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	-----	-----	-----

4D + L	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830
--------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

CASO I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

CASO II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

C indica claro corto. L indica claro largo. TI es tablero interior con todos los bordes continuos, CD es de borde con un lado corto discontinuo, LD es de borde con un lado largo discontinuo, DD es con dos lados adyacentes discontinuos y 4D es tablero con los cuatro lados discontinuos. El signo - indica momento negativo en bordes interiores. D- indica negativo en borde discontinuo y el signo + indica momento positivo.

Los coeficientes multiplicados por ($w a^2/10\ 000$) dan momentos por unidad de ancho. w es carga sobre la losa en kg/m², al es el claro corto.

Para el caso I, a1 y a2 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.

f) Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta como cargas uniformemente repartidas equivalente.

En particular, al dimensionar una losa perimétricamente 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 multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 22. La carga equivalente así obtenida se sumará a la uniforme que actúa en este tablero.

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal o carga total no mayores de 0.5

TABLA 22
TRANSFORMACIÓN DE CARGA LINEAL A UNIFORME EQUIVALENTE
(+)

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

(+) Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

g) Cargas concentradas

Cuando un tablero de una losa perimétricamente apoyada debe soportar una carga concentrada P , la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementará, en cada dirección paralela a los bordes, en todo punto del tablero en:

$$\frac{P}{2\pi} \left[1 - \frac{2r}{3R} \right] \quad \text{Ec. (65)}$$

Siendo r el radio del círculo de igual área a la aplicación de la carga, y R , 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 nomenor que $\pi/2$, cuando la distancia de la carga a un borde libre no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de la losa mayor que $1.5 L$ centrado con respectos a la carga, siendo L el claro de la losa.

En todos los casos se revisará la tensión diagonal alrededor de la carga

ARTICULO XLI.4

Para losas planas se cumplirán los siguientes requisitos:

a) Requisitos generales

Losas planas son aquellas 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 puedan 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 se por lo menos de dos tercios de espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 10 cm. 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 2.5 h, medida desde de el paño de la columna o borde del capitel.

Asimismo, contarán con zonas macizas de por lo menos 2.5 h, 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 de la losa al muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 25 cm, las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos de 20 cm de ancho y el resto de ellas de al menos de 10 cm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 5.0 cm 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 1 000 kg en un área de 10x10 cm, actuando en la posición más desfavorable. en cada entre-eje de columnas y en cada

dirección, debe haber al menos 6 hileras de castones o alvéolos. La losa se revisará cp,p diafragma con los criterios que permitan asegurar la correcta transmisión en su plano a los elementos verticales resistentes de las fuerzas generadas por el sismo.

ARTICULO XLI.5

Los arcos y cascarones se analizarán siguiendo métodos reconocidos. En el análisis de cascarones delgados 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 compatibilidad de deformaciones y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan. Debe así mismo considerarse las limitaciones que imponga el pandeo del cascarón y se investigará la posible reducción de las cargas de pandeo causadas por grandes deflexiones, flujo plástico y diferencia entre la geometría real y teórica. Se prestará especial atención a la posibilidad de pandeo de bordes libres de cascarones.

CAPÍTULO XLII VIGAS

ARTÍCULO XLII.1

En vigas, 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 misma; 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 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.

ARTÍCULO XLII.2

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.

ARTÍCULO XLII.3

En las paredes de las vigas con peraltes superiores a los 75 cm debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos de acuerdo con el artículo XL.7 parte 2. Se puede tener en cuenta ese refuerzo en los cálculos de resistencia si se determina la contribución del acero por medio de un estudio de compatibilidad de deformaciones.

ARTÍCULO XLII.4

Se considera como vigas diafragma aquellas cuya relación de claro, L , a peralte total, h , es menor que 2.5 si son continuas con varios claros, o menor que 2 si constan de un solo claro libremente apoyado. en su diseño son aplicables las hipótesis generales del artículo XL.1 parte 2. L es la distancia libre entre apoyos y h el peralte total.

- 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 formas 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 a una altura igual a $(0.2 - 0.05L/h)h$, medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor que $0.2 L$.

- Vigas continuas

El refuerzo que se calculo con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo 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 del párrafo anterior.

No menos de la mitad del refuerzo calculado por 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 de paño del apoyo no menor que $0.4h$, ni que $0.4L$.

El refuerzo para momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente:

Una fracción de área total, igual a

$$0.5 \left(\frac{L}{h} - 1 \right) A_s \quad \text{Ec. (66)}$$

debe repartirse uniformemente en una franja de ancho igual a $0.2 h$ y comprendida entre las cotas $0.8 h$ y h , medidas desde el borde inferior de la viga. El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de ancho igual a $0.6 h$. Si L/h es menor que 1.0, en éste párrafo se sustituirá L en lugar de h .

- Revisión de las zonas a compresión

Si una zona de compresión de una viga diafragma no tiene restricción lateral, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral.

- Disposición del refuerzo por fuerza cortante

El refuerzo por cortante que se calcule 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 no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

CAPÍTULO XLIII.1

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de cuatro. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 30 cm en columnas con estribos y con un diámetro mínimo de 25 cm en columnas con estribos y con un diámetro mínimo de 25 cm en columnas circulares.

ARTÍCULO XLIII.2

La relación entre el área del refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que 0.01, ni mayor que 0.08. El número mínimo de barras será de 6 en columnas circulares y de 4 en columnas con estribos, cuadradas o rectangulares de diámetros no menor de 5/8 de pulgada.

ARTICULO XLIII.3

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia de fuerza cortante y torsión, con diámetro mínimo de 3/8 de pulgada y colocado a la menor separación que resulte de la indicada en el artículo XL.4, parte 2.

ARTICULO XLIII.4

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 espaciamiento no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dichas a intersección.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado en la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, los momentos y torsiones 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 la 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 puede desarrollarse en cada barra, considerado en ella el esfuerzo de fluencia.

CAPÍTULO XLIV MUROS

ARTÍCULO XLIV.1

Los muros sujetos a cargas verticales, axiales o excéntricas Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las siguientes disposiciones complementarias.

En tableros cuyos bordes verticales posean suficiente restricción, la longitud efectiva de pandeo H' se calculará como sigue

$$H = H' \quad \text{si} \quad H/L \leq 0.35$$

$$H' = (1.3 - 0.85 H/L) H \quad \text{si} \quad 0.35 < H/L < 0.80$$

$$H' = L/2 \quad \text{si} \quad 0.80 \leq H/L$$

donde H es la altura del muro y L la longitud horizontal del tablero. Aquí se entiende por tablero una porción de muro limitada por elementos estructurales verticales capaces de dar restricción lateral, o todo el muro si no hay dichos elementos o solo los hay en los bordes del muro. Se considera suficiente restricción lateral la presencia de elementos estructurales ligados al tablero en sus bordes verticales, siempre que su dimensión perpendicular al plano del muro no sea menor que 2.5 veces el espesor del mismo.

En muros de uno o varios tableros cuyos bordes no tienen suficiente restricción H' se tomará igual a H si H/L es menor o igual que 0.35, e igual a $0.215 (H/L + 4.3) H \leq 2H$ si H/L es mayor que 0.35. Aquí L es la longitud horizontal del muro.

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.

ARTICULO XLIV.2

En muro con relación L/t no mayor de 70, cuyos bordes posean suficiente restricción lateral, no sujetos a cargas verticales de consideración y cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, deberán tomarse en cuenta los efectos de la flexión y de la fuerza cortante. Aquí L es la longitud horizontal del muro.

No se permitirán valores de L/t mayores de 70 ni muros con bordes que carezcan de suficiente restricción. En muros donde además actúan cargas verticales de consideración, la relación L/t deberá limitarse a 40, y se aplicará lo dispuesto en el artículo XLIV.1.

El espesor, t, de estos muros no será menor de 13 cm; 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 le suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, en altura de entrepiso no mayor que 3 m, el espesor de los muros pueden ser de 10 cm.

En el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará un factor de comportamiento sísmico, $Q=3$. Si parte de las fuerzas laterales es resistida por otras formas estructurales como marcos dúctiles o losas planas, se usará el valor de Q prescrito en el título J de diseño sísmico.

ARTÍCULO XLIV.3

Deben suministrarse elementos de refuerzo en las orillas de los muros y diafragmas estructurales donde el esfuerzo de compresión en la fibra más esforzada exceda de $0.2 f'c$ bajo las cargas de diseño incluyendo el sismo; también se contará con este refuerzo en los bordes de las aberturas en muros donde se exceda el límite anterior para el esfuerzo de compresión. Los elementos de refuerzo pueden interrumpirse en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15 f'c$. Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño usando un modelo elástico lineal y las propiedades de secciones brutas.

Un elemento extremo de un muro estructural 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.

El refuerzo transversal de muros que tengan elementos extremos debe anclarse en los núcleos confinados de estos elementos de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

ARTÍCULO XLIV.4

Se proporcionará refuerzo en la periferia de toda abertura en cantidad suficiente para resistir las tensiones que puedan presentarse. Como mínimo deberán colocarse dos varillas del No. 4 o su equivalente, a lo largo de cada lado de la abertura. Estas varillas prolongarán su longitud de desarrollo, L_d desde las esquinas de las aberturas.

ARTÍCULO XLIV.5

La fuerza cortante, V_cR , que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano se determinará con el criterio siguiente:

Si la relación de altura a largo horizontal, H/L , del muro no excede de 1.5 se aplicará la expresión:

$$V_cR = 0.5 t d \sqrt{f'c}$$

Si H/L es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las expresiones siguientes; en las que b se sustituirá por el espesor del muro, t; para valorar VcR, el peralte efectivo del muro, d, se tomará igual a 0.8 L. Cuando H/L esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = (0.1 + 15 p) b d \sqrt{f_c}$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.25 b d \sqrt{f_c}$$

En muros con aberturas, para valorar 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 H/L entre la del muro completo y la del segmento considerado.

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará con el criterio siguiente, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen adelante.

La cuantía de refuerzo horizontal, p_h , se calculará con la expresión

$$\frac{V_v - V_{cR}}{0.5 f_y d t}$$

y la de refuerzo vertical, p_v , con

$$0.0025 + 0.5 (2.5 - H/L) (p_h - 0.0025)$$

donde

$$p_h = \frac{A_{vh}}{Sh t} ; \quad p_v = \frac{A_{vv}}{Sv t}$$

Sh, Sv separaciones de los refuerzos horizontales y vertical, respectivamente

A_{vh} área de refuerzo horizontal comprendida en una distancia sh

Avv área de refuerzo vertical comprendida en una distancia sv

H altura total del muro

L longitud horizontal del muro.

No es necesario que la cunatía de refuerzo vertical por fuerza cortante sea mayor que la de refuerzo horizontal. Si la relación H/L no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la del refuerzo horizontal. 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.

ARTICULO XLIV.6

Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en cada dirección no serán menores que 0.0025. el refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 35 cm. Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda del 15 cm, o el refuerzo cortante medio debido a las cargas horizontales de diseño sea mayor que $0.54 \sqrt{f'c}$; en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

CAPITULO XLV CONCRETO PRESFORZADO

ARTÍCULO XLV.1

Las disposiciones contenidas en otra parte 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 presforzado, se usará concreto clase 1 , y sólo se permitirá el uso tendones de presfuerzo adheridos. En todo elemento de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio; también se tomarán en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

ARTÍCULO XLV.2

Se considerará que una sección de un elemento estructural es parcialmente presforzada si contiene refuerzo longitudinal presforzado y ordinario para resistir el momento flexionante que actúe en ella, y su índice de presfuerzo queda en el intervalo señalado en el párrafo siguiente:

Se podrá suponer que una sección tiene prefuerzo 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 que 0.6 o 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:

$$I_p = \frac{M_{rp}}{M_{rr} + M_{rp}} \quad \text{Ec. (67)}$$

donde M_{rp} y M_{rr} son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero sin presforzar, respectivamente.

Por sencillez, el índice de presfuerzo podrá valuarse con la expresión siguiente:

$$I_p = \frac{A_{sp} f_{sp}}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} \quad \text{Ec. (68)}$$

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

f_y esfuerzo de fluencia del acero ordinario.

ARTÍCULO XLV.3

En los estados límite de falla se revisará:

a) Flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de elementos presforzados y parcialmente presforzados se calculará en base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis generadas, enunciadas en el artículo XL.1 parte 2, tomando en cuenta la deformación inicial debida al acero de presfuerzo.

- 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 de concreto, $f'c$, no es mayor que 350 kg/cm^2 , y el presfuerzo efectivo, f_{sc} , 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 refuerzo total

$$f_{sp} = f_{sr} [1 - 0.5 (pp (f_{sr}/f'c) - q')] \quad \text{Ec. (69)}$$

Secciones con presfuerzo parcial:

$$f_{sp} = f_{sr} [1 - 0.5 (pp (f_{sr}/f'c) + q - q')] \quad \text{Ec.(70)}$$

Las cantidades

$$(ppq (f_{sr}/f'c) - q') \text{ y } (pp (f_{sr}/f'c) + q - q') \quad \text{Ec.(71)}$$

no se tomarán menores que 0.17 y d' no se supondrá mayor que 0.15 d_p .

En las expresiones anteriores

$$pp \text{ cuantía de acero presforzado } [A_{sp}/(b d_p)]$$

$$f'c = [1.05 - (F'c/1250)] \quad F'c \leq 0.85 F'c$$

$$F^*c = 0.80 f 'c$$

d_p distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero presforzado.

$$q = p f_y / f 'c$$

$$q' = A_s / (b d)$$

$$p' = A 's / (b d)$$

$d 'p$ distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero a compresión

b ancho de la sección; en secciones I o T, ancho del patin comprimido por efecto de las cargas.

- Refuerzo mínimo en elementos de flexión.

El acero a tensión, presforzado y sin presforzar, en secciones con presfuerzo total, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de la sección sea igual a 1.2 veces su momento de agrietamiento.

En secciones con presfuerzo parcial, el acero a tensión, presforzado y sin presforzar, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de la sección sea igual a $(1.5 - 0.3 I_p)$ veces su momento de agrietamiento.

Para valuar los momentos resistentes y de agrietamiento, se tomará en cuenta el efecto del presfuerzo; los momentos de agrietamiento se calcularán con el módulo de rotura no reducido, definido en el artículo XL.1 parte 2.

- 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

$$\epsilon_{sp} \leq \epsilon_{yp}/0.75$$

Ec.(72)

donde ϵ_{sp} es la deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el mometo 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 de los tendones; si no se tienen puede suponerse igual a 0.01

- Secciones T sujetas a flexión

Para determinar el ancho efectivo de patin de secciones T presoforzadas que forman parte integral de un piso monolítico, se aplicará el criterio dado en el artículo XL.1 parte 2, para vigas reforzadas.

En vigas T presoforzadas aisladas regirá el mismo criterio, a menos que se compruebe experimentalmente la posibilidad de tomar anchos efectivos mayores.

- Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

Este refuerzo debe cumplir con los requisitos del artículo XLIII.3 parte 2, aplicados con base en el acero longitudinal sin presforzar que tenga el miembro.

b) Pandeo debido al presfuerzo

En todo diseño debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre puntos que estén en contacto el concreto y el acero de presfuerzo. También se tendrá en cuenta el pandeo de patines y almas delgadas.

ARTÍCULO XLV.4

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.

a) 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 de 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 esfuerzo 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 reducción).

Si se opta por limitar los esfuerzos, se considerarán los valores siguientes:

- Esfuerzos permisibles en el concreto

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico:

Compresión $0.60 f'_{ci}$

Tensión en miembros sin

refuerzo en la zona de

tensión $\sqrt{f'_{ci}}$ (en kg/cm^2)

Cuando el esfuerzo de tensión calculado exceda de este valor, se suministrará refuerzo para que resista la fuerza total de la tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

En las expresiones anteriores, f'_{ci} , en kg/cm^2 , 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.

Esfuerzos bajo cargas muerta y viva de servicio

Compresión $0.45 f'_c$

Tensión $1.6 \sqrt{f'_c}$ (en kg/cm^2)

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 $3.2\sqrt{f'c}$.

Si el esfuerzo calculado de tensión resulta mayor que $3.2\sqrt{f'c}$, puede usarse acero no presforzado y tratar el elemento como parcialmente presforzado, si así lo dice su índice de presfuerzo.

Cuando la estructura va a estar sujeta a ambiente corrosivo, puede ser necesario obligar a que no haya tensiones en condiciones de servicio.

- Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Debidos a la fuerza aplicada por el gato	0.80 fsr
--	----------

Inmediatamente después de la transferencia	0.70 fsr
--	----------

En estas expresiones, fsr, es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

-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 contracción y flujo plástico del concreto, y de relajación del acero.

b) Elementos con presfuerzo parcial

En elementos con presfuerzos 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 el artículo VII.2 parte 2. El momento de descompresión es aquel que produce esfuerzos nulos en la fibra extrema en tensión al sumar sus efectos a los efectos del presfuerzo.

- Esfuerzo permisibles en el concreto

Los esfuerzos permisibles de compresión y tensión inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plásticos serán los estipulados para concreto totalmente presforzado.

Esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio:

Compresión $0.45 f'_c$

- Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Serán los mismos que para elementos totalmente presforzados.

- Deflexiones

Las deflexiones en elementos parcialmente presforzados deberán calcularse considerando todas las etapas de carga, y la condición de agrietamiento en cada etapa.

- Agrietamiento

El esfuerzo de tensión por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tensión por flexión.

ARTICULO XLV.5

Para evaluar el presfuerzo efectivo se tomarán en cuenta las pérdidas debidas a las siguientes causas:

Pérdidas inmediatas

- Acortamiento elástico del concreto

- Desviación de los tendones en elementos presentados

- Fricción en acero postensado debido a curvatura intencional o accidental

- Deslizamiento de los anclajes.

Pérdidas diferidas

- Flujo plástico del concreto

- Contracción del concreto

- Relajación del esfuerzo en el acero.

a) Criterios de evaluación de las pérdidas de presfuerzo

En función del tipo de estructura, modalidades del presfuerzo y grado precisión requerido, se utilizará alguno de los tres métodos de estimación de pérdidas indicados en la tabla que sigue:

TABLA 23

Métodos para estimar las pérdidas de la fuerza de presfuerzo

Descripción

A	Estimación global	Las pérdidas de refuerzo se definen como porcentaje de la fuerza aplicada por el gato
B	Estimación individual	Las pérdidas de refuerzo se evalúan de manera individual mediante fórmulas. Las contribuciones de cada una de ellas se suman para obtener la pérdida total.
C	Estimación 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 4 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 siguiente se presenta el criterio de selección del método de evaluación de pérdidas para edificios convencionales.

TABLA 24
COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA CABLES POSTENSADOS

PRETENSADO		POSTENSADO	
Estimación preliminar	Estimación definitiva	Estimación preliminar	Estimación definitiva
A	B	A	C

Las pérdidas por fricción en acero postensado se basarán en coeficiente de fricción por desviación accidental y por curvatura, determinados experimentalmente.

Al respecto, la ecuación que sigue proporciona, en función de los coeficientes mencionados, el valor de la fuerza, P_o , que es necesario aplicar en el gato para producir una tensión determinada, P_x , es un punto x del tendón

$$P_o = P_x \exp (KL + \alpha \mu) \quad \text{Ec.(73)}$$

Cuando $(KL + \alpha \mu)$ no sea mayor que 0.3, el efecto de la pérdida por fricción puede calcularse con la expresión

$$P_o = P_x (1 + K L + \alpha \mu) \quad \text{Ec. (74)}$$

En lo anterior

K coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón, en 1/m

L Longitud de tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x, en metros

μ coeficiente de fricción por curvatura

α cambio angular total en perfil del tendón, desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto x, en radianes

exp base de los longaritmos naturales elevada a la potencia indicada.

Para el diseño preliminar de elementos postensados y en caso que no se cuente con información del fabricante, se podrán emplear los valores de K y μ de la tabla siguiente:

TABLA 25

COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA CABLES 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 7 alambres	0.0015 a 0.0065	0.15 a 0.25

Deben indicarse en los planos de diseño los valores de los coeficientes de fricción por curvatura y por desviación accidental usados en el diseño, los rangos aceptables para las fuerzas producidas por el gato en los cables, y el deslizamiento esperado en los anclajes.

ARTÍCULO XLV.6

Requisitos complementarios:

a) Zonas de anclaje

En vigas con tendones postensadas 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.

- Geometría

Preferentemente los bloques extremos deben ser tan anchos como el patín más estrecho de la viga, y tener longitud mínima igual a tres cuartas del peralte de la viga, pero no menos de 60 cm.

- 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 recomendadas por el fabricante de anclajes, o algún refuerzo equivalente.

Cuando la recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la parrilla debe constar, como mínimo, de barras del No. 3, colocadas cada 8 cm, centro a centro, en cada dirección.

La parrilla se colocará a no más de 4 cm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje.

En las zonas de transferencia de vigas pretensadas, debe colocarse refuerzo trasversal en forma y cantidad tales que evite la aparición de grietas de más de 0.1 mm de ancho paralelas a los tendones.

- Esfuerzos permisibles de aplastamiento con 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 los requisitos de geometría y refuerzo anteriores.

I. Inmediatamente después del anclaje del cable

$$f_b = 0.8 f'_{ci} \sqrt{(A_2/A_1 - 0.2)} \leq 1.25 f'_{ci} \quad \text{Ec. (75)}$$

II.- Después que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo

$$f_b = 0.6 f'_c \sqrt{(A_2/A_1)} \leq f'_c \quad \text{Ec. (76)}$$

donde

A_1 área de aplastamiento de la placa de anclaje de los cables de postensados

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.

b) Anclaje del acero de presfuerzo

Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, más allá de la sección crítica, en una longitud, en cm, no menor que

$$0.014 (f_{sp} - 0.67 f_{se}) d_b \quad \text{Ec. (77)}$$

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 (f_{sp} es el esfuerzo en el torón cuando se alcanza la resistencia del elemento y f_{se} es el presfuerzo efectivo en el torón, ambos en kg/cm^2 , d_b es el diámetro del torón, en cm).

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 por la fórmula anterior.

La longitud de desarrollo de alambres lisos de presfuerzo se supondrá de 100 diámetros.

c) Anclajes y acopiadores 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 supervisor en ductos lo suficientemente largos para permitir los movimientos necesarios.

Los dispositivos de anclaje en los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

d) Revisión de los extremos con continuidad.

En extremos de elementos presforzados que posean cierto grado de continuidad, se debe considerar la posibilidad de que el concreto sujeto a compresión reduzca su capacidad por la aplicación de una fuerza de presfuerzo en dicha zona.

CAPÍTULO XLVI REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA CONCRETO PRESFORZADO

ARTÍCULO XLVI.1

Los ductos para tendones deben ser impermeables al mortero y no deben reaccionar químicamente con el concreto, los tendones o el material del relleno.

Para facilitar la inyección de lechada, el diámetro interior de ductos que alojen un solo tendón será al menos 5 mm mayor que el diámetro del tendón; el área transversal

interior de ductos que alojen varios tendones será por lo menos igual al doble del área transversal de los tendones.

ARTÍCULO XLVI.2

La lechada para inyección debe ser de cemento Portland y agua, o de concreto Portland, arena y agua. Para 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 párrafos siguientes:

I. Resultados de ensayos sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección.

II.- Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejante y en condiciones de campo comparables.

El contenido de agua será el mínimo capaz de suministrar mezclado y agitación mecánicos continuos que den lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe cribarse y debe bombearse que llene completamente los ductos de los tendones.

La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecte la lechada, debe ser mayor de dos grados C, y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 5 cm frabricados con la lechada y curados en la obra llegue a 55 kg/cm².

Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no debe exceder de 30° C.

ARTÍCULO XLVI.3

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.

ARTÍCULO XLVI.4

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 que alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo, se usarán las curvas medias fuerza-alargamiento de los tendones empleados.

Cuando la fuerza de pretensado se trasfiera 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 del presfuerzo debida a tendones rotos no repuestos no debe exceder del 2 por ciento del presfuerzo total.

CAPÍTULO XLVII CONCRETO PREFABRICADO

ARTÍCULO XLVII.1

Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en el lugar, teniendo en cuenta, además, las condiciones de carga que se presenten desde fabricación inicial de los elementos hasta la terminación de la estructura, así como las condiciones de restricción que den las conexiones.

Las conexiones se diseñará de modo que el grado de restricción que proporcionen esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura. La resistencia de una conexión a cada fuerza y momentos internos que deban transmitir no será menor que 1.3 veces el valor de diseño de dicha acción interna.

Al detallar las conexiones deben preverse las tolerancias y holguras necesarias para la manufactura y el montaje.

ARTÍCULO XLVII.2

Las estructuras prefabricadas se diseñaran por sismo con un factor Q igual a 2, sus conexiones cumplirán con los requisitos de este capítulo. La Secretaría podrá autorizar el uso de Q igual a 3, cuando se demuestre a su satisfacción que el diseño y el procedimiento constructivo de las conexiones los justifican.

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 entre elementos prefabricados viga-columna puede efectuarse en las zonas adyacentes al nudo o alejadas del mismo; en ambos casos se deberán cumplir los requisitos siguientes:

- La resistencia, f'_c , del concreto empleado en las conexiones entre elementos prefabricados deberá ser al menos igual a la mayor que tengan los elementos que se conectan.

- El acero de refuerzo localizado en las conexiones de elementos prefabricados requerido para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá ser de grado no mayor que el 42.

- En las conexiones se deberán colocar estribos de confinamiento (verticales y cerrados) en una cantidad tal que asegure la resistencia de la conexión.

- Las conexiones deberá ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presentan en los extremos de cada una de las piezas que unen, con el factor de incremento señalado en el artículo XLVI.1.

- En las conexiones se deberá asegurar la transmisión adecuada de los esfuerzos de compresión.

- Cada ducto que atravieze un nudo deberá ser al menos dos diámetros mayor que la barra que contiene y se rellenará con lechada que se compactará de modo que asegure la correcta adherencia de las barras.

- Las superficies de los elementos prefabricados que forman parte de la conexión deberán tener un acabado rugoso de 5 mm de espesor: 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 volúmen.

- Al revisar los extremos de las vigas prefabricadas pretensadas sujetos a momentos negativos, deberá tomarse en cuenta la reducción de la capacidad del concreto a compresión debida al efecto del presfuerzo.

CAPÍTULO XLVII REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA ESTRUCTURAS PREFABRICADAS

ARTÍCULO XLVII.1

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 de 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 colocadas en el lugar.

CAPITULO XLVIII CONCRETO SIMPLE

ARTÍCULO XLVIII.1

Solo se permiten elementos de concreto simple con longitud mayor a 1.50 m cuando mediante aditivos se disminuya la contracción o se desprece el trabajo del concreto en esa dirección.

ARTÍCULO XLVIII.2

Los esfuerzos permitibles no excederán a los siguientes:

Compresión	$0.25 f 'c$
------------	-------------

Tensión	$0.5 \sqrt{f 'c}$
---------	-------------------

El esfuerzo cortante como medida de la tensión diagonal, en elementos que trabajen en una dirección se tomará igual $0.25\sqrt{f 'c}$.

El esfuerzo cortante como medida de la tensión diagonal en elementos que trabajen en dos direcciones y con falla cónica o piramidal en el contorno de la carga se considerará con un valor de $0.5\sqrt{f'c}$.

Deberá proveerse refuerzo por cambios volumétricos según el artículo XL.7.

CAPÍTULO XLIX CONCRETO LIGERO

ARTÍCULO XLIX.1

En estas normas se entiende por concreto ligero aquel cuyo peso volétrico en estado fresco es inferior a 1.9 ton/m³.

Solo se permite el uso de concreto en elementos secundarios. Su uso en elementos principales de estructuras requieren de la autorización especial de la Secretaría.

En el diseño de elementos estructurales de concreto ligero son aplicables los criterios para concreto de peso normal con las modificaciones que aqui se estipulan.

Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la deformación unitaria del concreto es $0.003 E_c / E_L$, 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 sustituirá $0.4 f't$ en el lugar de $0.9 \sqrt{f'c}$, siendo $f't$ en kg/cm², la resistencia nominal a tensión indirecta para concreto clase 2. El valor de $f't$ que se use no debe ser mayor que $1.35 f'c$. Si no se conoce $f't$ se supondrá igual a $0.81\sqrt{f'c}$.

No son aplicables las fórmulas de peralte mínimos que en elementos de peso normal permite omitir el cálculo de deflecciones.

El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de 6 pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.

CAPÍTULO L CONSTRUCCIÓN

ARTÍCULO L.1 CIMBRA

Toso cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la compactación y vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar mocimientos y deformaciones excesivos.

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 requisitos en la cimbra para facilitar su limpieza.

La cimbra de madera o algún otro absirvente debe estar húmeda durante un periodo mínimo de dos horas antes del colado.

Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y faciiliatr el descimbrado.

ARTÍCULO L.2

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 capítulo 2 de estas normas.

ARTÍCULO L.3

El acero de refuerzo 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 periodo de almacenamiento. Si se juzga necesario se realizarán ensayos en el acero dudoso.

Al efectuar el colado de acero debe estar exento de grasas, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.

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 Director 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 530°C) si no esta tratado en frío, ni a más de 400°C en caso contrario.

No se permitirá que el enframamiento sea rápido.

Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deben de enderezar, sino que se rechazarán.

El acero debe sujetarse en un sitio con amarres de alambre, silletas y separadores, de resistencia y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

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.

Para cada tipo de barras (laminadas en caliente o torcidas en frío) se procederá como sigue:

De cada lote de 10 ton 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 deben quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayes.

En sustitución del control de obra, el Responsable del Proyecto Estructural o el Director de Obra, cuando no se requiera Responsable, podrá admitir la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente.

ARTÍCULO L.4

En el concreto se vigilará:

a) Materiales componentes

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que logren la resistencia, deformabilidad y durabilidad necesarias.

La calidad de los materiales componentes deberá verificarse al 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. Algunas de las propiedades de los agregados pétreos deberá verificarse con mayor frecuencia como se indica a continuación.

Coeficiente volumétrico de la grava	Una vez por mes
-------------------------------------	-----------------

Material que pasa la malla NOM F 0.075 (No. 200) en la arena y contracción lineal de los finos de ambos agregados	Una vez por mes
---	-----------------

La verificación de la calidad de los materiales componentes se realizará antes de usarlos, a partir de muestras tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor de concreto.

A juicio del Responsable de Proyecto Estructural, o el Director de Obra, cuando no se requiera Responsable, en lugar de esta verificación podrá admitirse la garantía escrita del fabricante del concreto de que los materiales cumplen con los requisitos aquí señalados.

Los materiales pétreos, grava y arena deberán cumplir con los requisitos indicados a continuación:

PROPIEDAD	CONCRETO CLASE 1	CONCRETO CLASE 2
Coeficiente volumétrico de la grava, mínimo	0.20	-
Material más fino que la malla No. 200 en la arena, porcentaje máximo en peso	15	15
Contracción lineal de los finos de los agregados (arena + grava) que pasan la malla No. 40, a partir del límite líquido,		

porcentaje máximo

2

3

Los límites anteriores pueden modificarse si se comprueba que con los nuevos valores se obtiene concreto que cumpla con los requisitos de módulo de elasticidad, contracción por secado y deformación diferida establecidos en el inciso c de este artículo. En tal caso, los nuevos límites serán los que se apliquen en las verificaciones mensuales que se mencionan antes en el presente inciso.

b) Control del concreto fresco

Al concreto fresco se le harán pruebas de revenimiento y peso volumétrico. Estas pruebas se harán con la frecuencia que se indica a continuación:

PRUEBA	FRECUENCIA	
	PREMEZCLADO	HECHO EN OBRA
Revenimiento del concreto, muestreado en obra	Una vez por cada entrega de concreto	Una vez cada cinco revolturas
Peso volumétrico del concreto, muestreado en obra	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una por cada veinte metros cúbicos	Una vez por cada día de colado

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo o para que pueda ser bombeado en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. Los concretos que se compacten por medio de la vibración tendrán un revenimiento nominal de 10 cm. Los concretos que se compacten por cualquier otro medio diferente al de vibración o se coloquen por medio de bomba tendrán un revenimiento nominal máximo de 12 cm.

Para incrementar los revenimientos antes señalados a fin de facilitar aún más la colocación del concreto, se podrá admitir el uso de aditivo superfluidificante. La aceptación del concreto, en cuanto a revenimiento se hará previamente a la incorporación del mencionado aditivo, comparado con los valores dados en el párrafo anterior, en tanto que las demás propiedades, incluyendo las del concreto endurecido, se determinarán en muestras de concreto que ya lo incluyan.

El valor determinado deberá concordar con el especificado con las siguientes tolerancias:

Revenimiento, cm	Tolerancias, cm
menor de 5	± 1.5
5 a 10	± 2.5
mayor de 10	± 3.5

c) Control del concreto endurecido

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros fabricados, curados y probados en un laboratorio acreditado por el Sistema Nacional del Acreditamiento de Laboratorios de Pruebas (SINALP).

Cuando la mezcla de concreto se diseña 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 con las mismas características y nivel de resistencia, se tomará como mínimo una muestra para cada día de colado, pero al menos una por cada cuarenta metros cúbicos de concreto.

De cada muestra se fabricará y ensayará una pareja de cilindros.

Para concreto clase 1, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, $f'c$, si ninguna pareja de cilindros da una resistencia media inferior a $f'c - 35 \text{ kg/cm}^2$, y, además, si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres parejas consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, no son menores que $f'c$.

Cuando el concreto no cumpla con el registro de resistencia, se permitirá extraer y ensayar corazones, del concreto en la zona representada por los cilindros que no cumplierón.

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 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual $0.8 f'_{c}$ y si la resistencia de ningún corazón es menor que $0.7 f'_{c}$. Para comprobar que los especímenes se extrajeron 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, la Secretaría puede ordenar la realización de pruebas de carga o tomar otras medidas que juzge adecuadas.

Previamente al inicio del suministro de concreto, y también cuando haya sospecha de cambio en las características componentes, o haya cambio en las fuentes de suministro de ellos, se verificará que el concreto que se pretende utilizar cumple con las características de módulo de elasticidad, contracción por secado y deformación diferida especificada a continuación.

	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Módulo de elasticidad a 28 días de edad, kg/cm ² , mínimo	$14000 \sqrt{f'_{c}}$	$8000 \sqrt{f'_{c}}$
Contracción por secado después de 28 días de curado húmedo y 28 días de secado estándar, máx	0.0005	0.0008
Coeficientes de deformación después de 28 días de curado y de 28 días de carga en condiciones de secado estándar, al 40 por ciento de su resistencia, máx	1	1.5

d) Transporte

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de su ingredientes y no deberá transcurrir más de 30 min, a menos que se empleen retardantes.

e) 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 al concreto y eviten la formación de huecos.

El concreto se colocará mediante una sola maniobra y se compactará con picado vibrado y apisonado.

No se permitirá trasladar el concreto dentro del molde mediante el vibrado ni depositarlo en caída libre de más de 1.50 m.

f) Curado

El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento normal y tres días si se empleó cemento de resistencia rápida. Estos lapsos se aumentarán adecuadamente si la temperatura desciende a menos de cinco grados centígrados.

Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede emplearse cualquier otro proceso que sea aceptado por la Secretaría.

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.

g) Temperatura

Cuando la temperatura ambiente durante el colado o poco después sea inferior a cinco grados centígrados se tomarán las precauciones especiales tendiente a contrarrestar el descenso de resistencia y el retardo en endurecimiento y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

h) 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 en lo que respecta a su limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

CAPÍTULO LI TOLERANCIAS

ARTÍCULO LI.1

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a los planos constructivos del proyecto.

1. Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederá de las de proyecto en más de $1 \text{ cm} + 0.05 t$, siendo t la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de $0.3 \text{ cm} + 0.03 t$.

2. El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de $0.5 \text{ cm} + 0.05 h$, siendo h el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de $0.3 \text{ cm} + 0.03 h$.

3. En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto, con tolerancia en un centímetro.

4. La tolerancia en desplome de una columna será de un centímetro más dos por ciento de la dimensión paralela a la desviación medida en la sección transversal de la columna.

5. El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 0.5 cm más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.

6. 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 un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de un centímetro más dos por ciento del ancho de la viga.

7. El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.

8.- En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos diferirá de la de proyecto más de tres centímetros, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de un por ciento.

9. 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.

10. La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no debe diferir en más de $1\text{ cm} + 0.01\text{ L}$ de las señaladas en el proyecto siendo L el claro; excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 1 cm.

11. La posición del refuerzo de losas, zapatas, muros cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo, d, en más de $(0.3\text{ cm} + 0.03\text{ d})$ ni reduzca el recubrimiento en más de 0.5 cm. En columnas rige la misma tolerancia pero referida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez de al peralte efectivo.

La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más de un centímetro más diez por ciento de dicha separación, pero en todo caso respetando en número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar el agregado grueso.

12. Las posiciones del refuerzo transversal de vigas y columnas medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederán a las de proyecto en más de $1\text{ cm} + 0.05\text{ t}$, siendo t la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de $0.3\text{ cm} + 0.03\text{ t}$, debiendo modificarse el molde en su caso.

13. La separación del refuerzo transversal de trabes, vigas y columnas no diferirá de la del proyecto más de 1 cm más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.

14. Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que proceden 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 necesarias.

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 responsable de la obra estudiará las consecuencias que de ahí se deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura, previa aprobación de la Secretaría.

TÍTULO G

ESTRUCTURAS DE ACERO

NOTACIÓN

Ab área nominal del vástago de tornillos y remaches, art. LVIII.5

Ac área neta asignada afectiva de patín de concreto a compresión ec. 138

Ae área neta efectiva, ec. 29

Ap área del patín en compresión, ec. 129

An área neta, ec. 78

Ar área de las barras de refuerzo longitudinal, ec. 138

As área de la viga de acero, ec. 137

At área total del miembro, ec. 79, ecs. 138 a 142

Aw área del alma, ec.129

a distancia libre entre atiesadores ec. 127 ; separación entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, ecs. 133 y 134

b ancho del elemento comprimido, ecs. 84 y 85, ver inciso c del artículo LIV.3.

bp ancho del patín, art. LV.4

be ancho efectivo reducido, ecs. 84 y 85

- Cb coeficiente limitante de momento, ec. 100 o ec. 119
- Cc coeficiente de esbeltez donde empieza pandeo elástico, ec. 89
- Cm coeficiente de momento sobre columna = $0.6 + 0.4 \frac{M1}{M2} \geq 0.4$, ec. 110
- Cv coeficiente de atiesadores, ecs 126 y 127
- C1, C2 y C3 coeficientes para secciones tubulares rellenas de concreto, ec. 138
- C2 distancia al borde, tabla 39
- D factor de cálculo de atiesadores, ec. 127; diámetro exterior de secciones tubulares, en punto 2 del art. LV.7
- d peralte total de una sección; diámetro nominal de tornillo o remache; distancia entre centros de montantes, ec. 143
- E módulo de elasticidad del acero, en Cc; ec. 138
- Ec y Em módulos de elasticidad concreto y modificado, ec. 138
- f esfuerzo de compresión existente en elemento atiesado. ec. 85
- Fa esfuerzo admisible a compresión, ecs. 89 a 93
- Fas esfuerzo admisible a compresión en miembros secundarios, ec.91
- fa esfuerzo axial medio aplicado, ecs. 109 a 111
- Fb esfuerzo admisible a flexión, ecs. 94 a 103 y 107 a 123
- Fbx, Fby esfuerzo admisible por flexión alrededor del eje “x”, “y”, respectivamente, ecs. 109 a 111

- f_{bx} , f_{by} esfuerzo aplicado por flexión alrededor del eje “x”, “y” ecs. 109 a 111
- f_{cr} esfuerzo crítico cuando ocurre pandeo lateral o local por compresión, ecs. 119 a 123
- F_e esfuerzo admisible crítico de Euler, ec 110
- f_b esfuerzo aplicado en el patín, ec. 129
- f_c resistencia especificada del concreto a los 28 días, ec. 136
- f_c^* resistencia nominal del concreto = $0.8 f_c$, ec. 138
- FE_{XX} clasificación de electrodo de soldadura, tabla 30
- F_{my} esfuerzo de fluencia modificado, ec. 138
- F_p esfuerzos de empuje, ecs. 104 y 105
- F_S factor de seguridad, ec. 89, resistencia de diseño del electrodo de soldadura, tabla 30
- F_R factor de resistencia, ec. 138, tabla 30 en soldadura, tabla 34 en remaches
- F_t esfuerzo máximo resistente para tornillos o remaches, ecs. 86 y 87, esfuerzo admisible a tensión, ec. 106, tablas 36 y 37
- F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del metal base, art. LVII.3, tabla 30
- F_v esfuerzo cortante admisible, ecs. 88, 107, 108, 126
- f_v esfuerzo cortante aplicado, ec. 130
- f_{vs} esfuerzo cortante admisible en atiesador, ec. 128

- F_y esfuerzo de fluencia del acero
- F_{yr} esfuerzo de fluencia en barras de refuerzo longitudinal ec. 138
- g gramil, separación transversal centro a centro entre dos agujeros, punto 3, inciso b, art. LIV.1, parte 2
- FMB resistencia del metal base, tabla 30
- H sección I colocada en posición H respecto a la flexión o sección con relación ancho a peralte cercano a la unidad
- h distancia libre entre patines, ec 126
- I sección I, momento de inercia
- K factor de longitud efectiva en el plano de flexión, ec. 110, distancia de paño exterior del patin a la raíz de la unión, ecs. 131 y 132
- $KL, K1$ longitud efectiva
- KL/r relación de esbeltez de la pieza a compresión, $1/r$ en pieza a tensión o miembros secundario
- $(KL/r)c' = 6340 / \sqrt{F_y}$, ecs. 139 y 140
- $(KL/r)*c = 6340 / \sqrt{(Q F_y)}$, ecs. 141 y 142
- K factor para obtener C_v ; distancia de paño exterior de patín a la raíz de unión con el alma, en cm, ecs. 131 y 132
- L longitud libre de columna, art. LIV.2
- l_b longitud libre de columna sin arriostrar

- M momento, ec. 144
- M1 y M2 momentos de menor y mayor valor, respectivamente, en los extremos de la pieza usados para calcular C_n
- N longitud de empuje, ecs. 131 y 132
- n coeficiente adimensional, ec. 138, número de planos, ec. 143 y 144
- Pu fuerza axial de diseño usada, tabla 26, esc. 143 y 144
- $P_y = A_t F_y$ = carga de aplastamiento, inciso e art. LIV.2 parte 2
- P_δ indicación del efecto de pérdida de rigidez transversal por compresión que facilita pandeo o inestabilidad del conjunto, inciso d art. LIV.2 parte 2
- Q factor de pandeo local producto de $Q_s * Q_a$, ec. 84 y ec. 142
- Q_a cociente del área efectiva entre la total, punto 3, inciso f art. LIV.3, parte 2
- Q_s factor reductivo de resistencia a compresión de elementos planos no atezados que forman parte de secciones tipo 4, ecs. 80 a 83, ec. 122
- R carga concentrada o reacción, ecs. 131 y 132, en kg, radio de placa o barra
- r, r_b radio de giro, tal que $r^2 = I/A_t$
- R_n factor de resistencia al aplastamiento, art. LVIII.6
- R_c resistencia de diseño de columnas compuestas, ec. 138
- s separación centro a centro entre dos agujeros, punto 3, inciso b, art. LIV.1 parte 2
- Se_{ff} módulo de sección de la viga con referencia a su patín de tensión, ec. 135

Str módulo máximo de sección compuesta, ec. 135

Tb, Tb fuerza de pretensión y tensión de diseño de diseño, art. LVIII.4

t grueso de elemento plano, depesor de patin, espesor de alma ec. 85

U coeficiente de reducción de área, ec. 29

V fuerza cortante, ec 124, ec. 143

Vh fuerza cortante a ser resistida por conectores de corte, ecs 136 y 137

v esfuerzo cortante unitario, kg/cm², ec 124

Y coeficiente obtenido con Fy de alma entre Fy de atiezador ec 138

CAPÍTULO LII CRITERIOS GENERALES

ARTÍCULO LII.1

En este título se incluyen disposiciones para diseño y construcción de estructuras de acero y otros metales.

ARTÍCULO LII.2

Los miembros de las estructuras podrá diseñarse siguiendo el criterio de esfuerzo admisibles que aparecen en este título o criterios reconocidos de resistencia última que den condiciones de seguridad semejante.

ARTÍCULO LII.3

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 sugiciente para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección.

Pueden utilizarse estructuras de algunos 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, construcción de las conexiones.

CAPÍTULO LIII TIPOS DE ESTRUCTURAS

ARTÍCULO LIII.1

Las estructuras del 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.

Esas conexiones deben ser capaces de transmitir, como mínimo, 1.25 veces el momento de diseño que haya en el extremo de cada barra, teniendo en cuenta, cuando sea necesario, el efecto de las fuerzas normales y cortantes o normales de diseño que haya en ella, multiplicadas también por 1.25.

ARTÍCULO LIII.2

Las estructuras del 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 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 o 2 del artículo LIV.3 parte 2 y cuyo patín comprimido esté soportado lateralmente en forma continua, o esté provisto de soportes laterales en zonas de

formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15 por ciento en vigas tipo 3 previstas del soporte lateral mencionado arriba y en columnas tipo 1, 2 o 3.

No se permite ninguna redistribución de momentos en vigas o columnas tipo 4.

Las estructuras del tipo 2 pueden usarse en elementos secundarios y se aceptan en marcos principales si se utilizan en 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 pueden obrar sobre ella.

CAPÍTULO LIV PROPIEDAD GEOMÉTRICAS

ARTÍCULO LIV.1

En áreas de secciones transversales, se atenderá lo siguiente:

a) Generalidades

El área total de un miembro, A_t , es el área completa de su sección transversal y el área neta, A_n , es la que se obtiene al hacer las deducciones que se especifican más adelante.

b) Área neta

El área neta de un miembro 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:

1) En el cálculo del área neta de barras en tensión, el ancho de los agujeros para pernos o tornillos se toma 1.5 mm mayor que el diámetro nominal del agujero, medido normalmente a la dirección de los esfuerzos. Para determinar el área neta en cortante se utilizan las dimensiones nominales de los agujeros.

2) Cuando hay varios agujeros en una normal del 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.

3) Cuando los agujeros están dispuestos en una línea diagonal respecto al eje de la pieza o en el zigzag, se deben estudiar todas las trayectorias posibles para determinar a

cual 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 de $s^2/4g$, donde “s” es la separación longitudinal centro a centro entre los dos agujeros considerados (pado) 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 del grueso de éste.

Al determinar el área neta, a través de soldaduras de tapón o de ranura no deberá tenerse en cuenta el metal de aportación.

c) Área neta efectiva

El área neta efectiva de miembros sujetos a tensión axial 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 colocadas en todas ellas, el área neta A_e , es igual al área neta A_n .

Cuando la carga se trasmite por medio de tornillos o remaches colocados en algunas de las partes que componene la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$A_e = U A_n \quad \text{Ec.(78)}$$

A_n es el área neta del miembro y U es un coeficiente de reducción del área.

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:

$$A_e = U A_t \quad \text{Ec.(79)}$$

A_t es el área total del miembro y U es un coeficiente de reducción del área.

Los valores de U serán los que se indican a continuación, excepto cuando por medio de pruebas u otros criterios reconocidos se demuestre que pueden utilizarse valores más grandes.

1) Secciones laminadas H o I con patines de ancho no menor que $2/3$ del peralte y térs estructurales obtenidas de ellas, conectadas por los patines; cuando la conexión es remachada o atornillada debe haber tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.90$

2) Secciones laminadas H o I que se cumplan las condiciones del párrafo anterior, térs estructurales obtenidas de ellas y todas las secciones restantes, incluidas las formas por varias placas; cuando la conexión es remachada o atornillada debe haber tres o más conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.85$

3) Todos los miembros con conexiones remachadas o atornilladas que tengan sólo dos conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos: $U = 0.75$

4) Elementos planos conectados a lo largo de sus bordes longitudinales por medio de soldaduras de filete o de penetración, cuando la separación transversal entre las soldaduras exceda de 20 cm: $U = 0.70$.

d) Placas de unión

En el diseño de placas que forman parte de juntas remachadas o atornilladas sometidas a tensión, tales como placas laterales en juntas a tope y placas de nudo en armaduras, se utilizará el área neta calculada de acuerdo con el inciso b de este artículo pero esa área neta no se tomará mayor que el 85 por ciento del área total, aunque el cálculo arroje un valor más elevado.

ARTÍCULO LIV.2

En esta cláusula se especifican requisitos de carácter general para asegurar la estabilidad de la estructura en conjunto y la de cada uno de sus elementos.

a) Relaciones de esbeltez

La relación de esbeltez KL/r de los miembros comprimidos axialmente o flexocomprimidos se determina con la longitud efectiva KL 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 .

b) Factor de longitud efectiva

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 diseñado, y tenerse en cuenta las condiciones de sujeción en sus extremos.

Se consideran tres casos:

1) 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 tengan 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.

2) 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 formen parte de estructuras regulares, cuando el desplazamiento horizontal relativo del nivel superior con respecto al inferior, dividido entre la altura total del entrepiso, no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante en el entrepiso y el peso de la construcción por encima de él. 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

calculan multiplicando por el factor de comportamiento sísmico Q los causados por las fuerzas sísmicas 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 contravientos, suelen estar en este caso.

El factor de longitud efectiva K debe tomarse igual a 1.0 pero pueden emplearse valores menores si se justifican por medio de un estudio adecuado.

En la figura 3 en valores para A se presenta un nomograma que proporciona valores aproximados del factor K aplicables en este caso.

3) Miembros en los que 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 los desplazamientos exceden el límite indicado en el punto 2, inciso b de este artículo. Suelen estar en este caso las columnas de edificios cuya estabilidad lateral dependen exclusivamente de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas.

El factor de longitud efectiva K , que es siempre mayor que 1.0, debe determinarse utilizando un método racional.

En la figura 3 en valores para B , se presenta un monograma que proporciona valores aproximados aplicables en este caso.

c) Relaciones de esbeltez máximas

La relación de esbeltez KL/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 contraventeos y otros miembros secundarios, especialmente cuando estén 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.

d) Marcos contraventeados

El sistema vertical de contraventeo de una construcción de varios pisos debe ser adecuado para:

1. Evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño.

2. 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 y otros sistemas de piso de rigidez afecuada, esos muros de cortante forman parte del sistema vertical de contraventeo.

Al estudiar el pandeo y la estabilidad lateral de la estructura puede considerarse que las columnas, vigas y diagonales de los marcos contraventeados forman una armadura vertical en voladizo, con uniones articuladas, y deben tenerse en cuenta los cambios de longitud.

Las fuerzas axiales en los miembros de los marcos contraventeados, producidas por las fuerzas verticales y horizontales de diseño, no deben exceder de $0.85 P_y$, 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.

e) 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 los desplazamientos laterales de los niveles y por la deformación axial de las columnas.

Los marcos deben ser estables bajo cargas verticales de diseño y bajo la combinación de estas y las fuerzas horizontales de diseño. La fuerza axial en las columnas, producida por solicitaciones de diseño, no excederá de $0.75 P_y$.

ARTÍCULO LIV.3

Relativo a las relaciones ancho/grueso y pandeo local se aplicará lo siguiente:

a) 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 o en flexocompresión, y de acuerdo con las condiciones que se especifican más adelante.

Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico) pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos en la estructura.

Las secciones tipo 2 (secciones compactas) pueden alcanzar el momento plástico, pero no tienen capacidad de rotación bajo momento constante de esa magnitud.

Las secciones tipo 3 (secciones no compactas) pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico.

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, sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua; además, si está sometida a flexión debe tener un eje de simetría en el plano de carga, y si trabaja en compresión axial o en flexocompresión debe tener dos ejes de simetría.

Las secciones tipo 2 en flexión deben tener un eje de simetría en el plano de carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la asimetría.

Los estados límite de resistencia de los diferentes tipos de sección son los siguientes:

Secciones tipo 1. Desarrollo del momento plástico en vigas y del momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, con capacidad de rotación suficiente para satisfacer las suposiciones del análisis plástico.

Secciones tipo 2. Igual que las tipo 1, pero sin requisitos de capacidad de rotación.

Secciones tipo 3. Desarrollo del momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o de ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas.

Secciones tipo 4. Pandeo de alguno de los elementos planos que las componen.

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.

b) 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 26, 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.

c) Ancho

1) Elementos planos no atiesados

Reciben el nombre de elementos no atiesados los que están soportados a lo largo de uno solo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza de la compresión. Su ancho se toma como sigue:

- 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, y almas de té, la dimensión nominal total.

- En patines de secciones I, H y T, la mitad de la dimensión nominal total.

- 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.

TABLA 26

VALORES MÁXIMOS ADMISIBLES DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO

DESCRIPCION DEL ELEMENTO	CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (DISEÑO PLÁSTICO)	TIPO 2 (COMPACTAS)	TIPO 3 (NO COMPACTAS)
ALAS DE áNGULOS SENCILLOS Y DE áNGULOS DOBLES CON SEPARADORES, EN COMPRESIÓN; ELEMENTOS COMPRIMIDOS SOPORTADOS A LO LARGO DE UN SOLO DE LOS BORDES LONGITUDINALES			$640 / \sqrt{F_y}$
ATIESADORES DE TRABES ARMADAS, SOPORTADOS A LO LARGO DE UN SOLO BORDE LONGITUDINAL			$800 / \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES T		$540 / \sqrt{F_y}$	$1100 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H o T, Y DE CANALES, EN FLEXIÓN	$460 / \sqrt{F_y}$	$540 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H o T, Y DE CANALES EN COMPRESIÓN PURA; PLACAS QUE SOBRESALEN DE MIEMBROS COMPRIMIDOS (1)	$830 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES EN CAJÓN, LAMINADAS O SOLDADAS, EN FLEXIÓN; CUBREPLACAS ENTRE LÍNEAS DE REMACHES, TORNILLOS O	$1600 / \sqrt{F_y}$	$1600 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$

SOLDADURAS. ATIESADORES
SOPORTADOS A LO LARGO DE
LOS DOS BORDES PARALELOS A
LA FUERZA.

ALMAS DE SECCIONES I O H Y
PLACAS DE SECCIONES EN
CAJÓN, EN COMPRESIÓN PURA (1)

ALMAS A FLEXIÓN

$$2100 / \sqrt{F_y}$$

$$2100 / \sqrt{F_y}$$

$$2100 / \sqrt{F_y}$$

$$3500 / \sqrt{F_y}$$

$$5300 / \sqrt{F_y}$$

$$8000 / \sqrt{F_y}$$

ALMAS
FLEXO-
COMPRI-
MIDAS

si
 $P_u / P_y \leq 0.28$, (2)

3500
----- (1-1.4 P_u / P_y)
 $\sqrt{F_y}$

si
 $P_u / P_y \leq 0.15$

5300
----- (1-2.7 P_u / P_y)
 $\sqrt{F_y}$

si
 $P_u / P_y \leq 0.15$,

8000
----- (1-2.7 P_u / P_y)
 $\sqrt{F_y}$

si $P_u / P_y > 0.28$,
2100

 $\sqrt{F_y}$

si $P_u / P_y > 0.15$,
3339
----- (1-0.371 P_u / P_y)
 $\sqrt{F_y}$

si $P_u / P_y > 0.15$,
5228
----- (1-0.598 P_u / P_y)
 $\sqrt{F_y}$

SECCIONES CIRCULARES
HUECAS EN COMPRESIÓN AXIAL
(3)

$$132000 / F_y$$

$$184000 / F_y$$

$$235000 / F_y$$

(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 es la fuerza axial de diseño.

(3) Ver inciso e art. LIV.3

2) Elementos planos atiesados

Reciben el nombre de elementos planos atiesados los que están soportados a lo largo de dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho se toma como se indica a continuación:

- 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.

- En almas de secciones formadas por placas H, I o en cajón, la distancia entre líneas adyacentes de remaches o tornillos o, en secciones dobladas, la distancia libre entre patines.

- En almas de secciones laminadas en caliente o dobladas en frío, la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte.

d) Grueso

En elementos de grueso uniforme éste 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.

e) 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.

f) Secciones tipo 4 (esbeltas)

1) Elementos planos no atiesados

En la determinación de la resistencia de diseño de elementos planos no atiesados comprimidos de relación ancho/grueso mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, y en la de miembros estructurales que contienen elementos planos de este tipo, debe incluirse un factor de reducción Q_s , que se calcula con las ecs. 80 a 83.

- Para ángulos aislados:

$$\text{si } 640 / \sqrt{F_y} < b/t < 1300 / \sqrt{F_y}$$

$$Q_s = 1.340 - 0.00053 (b/t) \sqrt{F_y} \quad \text{Ec.(80)}$$

$$\text{si } b/t \geq 1300 / \sqrt{F_y}$$

$$Q_s = 1\,090\,000 / [F_y (b/t)^2] \quad \text{Ec.(81)}$$

- Para ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros comprimidos y para patines comprimidos de vigas y trabes armadas:

$$\text{si } 830 / \sqrt{F_y} < b/t < 1470 / \sqrt{F_y}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00052 (b/t) \sqrt{F_y} \quad \text{Ec.(82)}$$

$$\text{si } b/t \geq 1470 / \sqrt{F_y}$$

$$Q_s = 1\,400\,000 / [F_y (b/t)^2] \quad \text{Ec.(83)}$$

2) Elementos planos atiesados

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos atiesados comprimidos de relación ancho/grueso mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, debe utilizarse un ancho efectivo reducido b_e .

Para patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas, con paredes de grueso uniforme:

$$b_e = \frac{2730 t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{540}{(b/t) \sqrt{f}} \right] \leq b \quad \text{Ec.(84)}$$

- Para cualquier otro elemento plano atiesado comprimido uniformemente:

$$b_e = \frac{2730 t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{480}{(b/t) \sqrt{f}} \right] \leq b \quad \text{Ec. (85)}$$

En las ecuaciones anteriores:

b = ancho del elemento comprimido

b_e = ancho efectivo reducido

t = grueso del elemento comprimido

f = esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado, producido por las sollicitaciones de diseño, basado en las propiedades geométricas que se emplean para calcular la resistencia de diseño del elemento estructural del que forma parte.

En las ecs. 80 a 85 los esfuerzos F_y y f deben tomarse en kg/cm^2 , y las dimensiones de las placas, b y t , en cm; Q_s es un número abstracto y b_e se obtiene en cm.

El factor de área Q_a , es el cociente del área efectiva de la sección dividida entre su área total, y el área efectiva es igual a la total menos la suma de los productos $(b - b_e) t$ de todos los elementos planos atiesados que haya en la sección.

3) Secciones formadas por elementos planos atiesados y elementos planos no atiesados

En la determinación de la resistencia de diseño de miembros cuya sección transversal contiene elementos planos no atiesados y elementos planos atiesados interviene el factor $Q = Q_s Q_a$. El esfuerzo f que se utiliza en la ecs. 84 y 85 para calcular el ancho efectivo " b_e " de los elementos planos atiesados no tiene que ser mayor que el producto $Q_s F_y$ donde Q_s , que se calcula con la ec. 82 o la 83, corresponde al elemento no atiesado que tiene la mayor relación b/t .

CAPÍTULO LV DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES

ARTÍCULO LV.1

En esta parte 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 material, sometidos a las solicitaciones más comunes en estructuras reticulares.

a) Miembros en tensión

Esta sección es aplicable 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 esfuerzos 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.

Todos los componentes de las estructuras se diseñarán de manera que los esfuerzos unitarios en kg/cm², no excedan de los valores que siguen:

- En la sección neta, excepto en agujeros para pasadores

$$F_t = 0.60 F_y \quad \text{Ec.(86)}$$

- En la sección neta de agujeros para pasadores en barras de ojos, placas unidas por medio de pasadores o miembros compuestos

$$F_t = 0.45 F_y \quad \text{Ec.(87)}$$

b) Cortante

En la sección total de vigas y almas de trabes de alma llena

$$F_v = 0.40 F_y \quad \text{Ec.(88)}$$

c) Compresión

En la sección total de los miembros cargados axialmente, cuando $(KL/r) < C_c$, la relación de esbeltez efectiva máxima de cualquier segmento sin arriostramiento, sea menor que C_c ;

$$F_a = \frac{1 - \frac{(KL/r)^2}{2 C_c^2}}{F_S} F_y \quad \text{Ec.(89)}$$

donde

$$F_S = \text{factor de seguridad} = \frac{5}{3} + \frac{(3/8) [KL/r/C_c] - (1/8) \left[KL/r/C_c \right]^3}{1}$$

$$y \quad C_c = \left[\frac{2 \pi^2 E}{F_y} \right]^{1/2}$$

- En la sección total de las columnas cargadas axialmente cuando (KL/r) excede C_c

$$F_a = \frac{10\,480\,000}{(KL/r)^2} \quad \text{Ec. (90)}$$

- En la sección total de puntales y miembros secundarios carga dos axialmente cuando el $1/r$ excede 120.*

$$F_a = \frac{F_a \text{ (por fórmulas 89 o 90)}}{1.6 - 1/(200r)} \quad \text{Ec.(91)}$$

- En el área total de atiesadores para trabes del alma llena.

$$F_a = 0.60 F_y \quad \text{Ec.(92)}$$

- En el alma de perfiles laminados, en la raíz de la unión entre el alma y el patín.

$$F_a = 0.75 F_y \quad \text{Ec.(93)}$$

* para este caso, “K” se toma igual a la unidad.

d) Flexión

La tensión y compresión en las fibras extremas de perfiles laminados “compactos” y miembros compuestos “compactos”, que tienen sus ejes de simetría en el plano de carga:

$$F_b = 0.66 F_y \quad \text{Ec.(94)}$$

Para poder considerar una sección como compacta debe cumplir con las siguientes condiciones (ver artículo LV.3):

La relación ancho-espesor de los elementos proyectados del patín en compresión, no debe exceder de $425/\sqrt{F_y}$, aceptándose un 3 por ciento más para perfiles laminados.

La relación ancho - espesor de las placas de patín secciones tipo “cajón” y cubreplacas de patines comprendidas entre líneas longitudinales de remaches, tornillos o soldaduras, no deberá exceder de $1600 / \sqrt{F_y}$.

La relación peralte-espesor del alma (d/t), no excederá de $3540 / \sqrt{F_y}$. Cuando estén sujetas a una combinación de cargas axiales y momentos flexionantes, d/t no excederá de: $3525 (1 - 2.33 f_a/F_y) / \sqrt{F_y}$; considerándose innecesario bajar la relación de $2120 \sqrt{F_y}$.

Los patines de las secciones compuestas “compactas” deberán conectarse al alma o almas de una manera continua; tales miembros se consideran soportados lateralmente, cuando la distancia en centímetros entre los arriostramientos del patín de compresión no exceda de $640 b_p / \sqrt{F_y}$; ni de $1408000 A_p / (d F_y)$.

Las vigas y trabes que llenan los requisitos del párrafo anterior y son continuas sobre soportes o rigidamente unidas a columnas por medio de remaches o soldaduras, pueden diseñarse para 9/10 de los momentos negativos producidos por las cargas de gravedad, los cuales son máximos en los puntos de apoyo, siempre que, para tales miembros, a los momentos máximos positivos se le aumente la décima parte en promedio de los momentos negativos. Esta reducción no se aplica a momentos producidos por cargas en voladizos. Si los momentos negativos son absorbidos por una columna rigidamente unida a la viga o son absorbidos por una columna rigidamente unida a la vida o trabe el décimo de reducción puede aplicarse al momento para diseñar dicha columna en la combinación de flexión y cargas axiales; siempre que los esfuerzos unitarios f_a , debido a cualquier carga axial, concurrente en el miembro no exceda de $0.15 F_a$.

- La tensión y compresión de las fibras extremas de miembros asimétricos excepto canales, arriostrados en la región de compresión como se especifica en el inciso anterior

$$F_b = 0.60 F_y \quad \text{Ec. (95)}$$

- La tensión y compresión en las fibras extremas del miembro del tipo “cajón” cuyo diseño no cumple con las condiciones de una sección compacta

$$F_b = 0.60 F_y \quad \text{Ec. (96)}$$

- La tensión de las fibras extremas de otros perfiles laminados, miembros compuestos y trabes de alma llena.

$$F_b = 0.60 F_y \quad \text{Ec. (97)}$$

- La compresión en las fibras extremas de perfiles laminados, trabes de alma llena y miembros compuestos que tienen sus ejes de simetría en el plano de su alma (excepto las vigas y trabes de tipo cajón), el mayor de los valores calculados por las fórmulas 98 y 99 pero sin exceder de 0.60 F_y .

$$F_b = 1 - \frac{(1/r)^2}{2 C_c^2 C_b} \quad 0.60 F_y \quad \text{Ec. (98)}$$

$$F_b = \frac{843\,700}{1d/A_f} \quad \text{Ec. (99)}$$

- Donde “1” en la longitud no arriostrada del patín en compresión “r” el radio de giro con respecto al eje en el plano del alma de una sección que comprende el patín en compresión mas 1/6 del área del alma; “ A_f ” es el área del patín en compresión “ C_c ” como se define en el inciso c de este artículo y “ C_b ” que puede tomarse conservadoramente como la unidad, será igual a:

$$C_b = 1.75 - 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 \quad \text{Ec. (100)}$$

sin exceder de 2.3.

Donde M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos flexionantes en los extremos de la longitud sin arriostrar, tomados alrededor del eje de mayor resistencia,

donde $M1/M2$, la relación de los momentos extremos, es positiva cuando $M1$ y $M2$ tienen el mismo signo (flexión en curvatura simple), y negativa cuando tienen signos contrarios (flexión en curvatura doble).

La relación $M1/M2$ se tomará como la unidad cuando el momento flexionante dentro de la longitud no arriostrada sea mayor que las de ambos extremos.

- La compresión en las fibras extremas de los canales será el valor calculado con la fórmula 99 pero sin sobrepasar de:

$$F_b = 0.60 F_y \quad \text{Ec. (101)}$$

- La tensión y compresión en las fibras extremas de pasadores largos:

$$F_b = 0.90 F_y \quad \text{Ec. (102)}$$

- La tensión y compresión de las fibras extremas de placas de apoyo rectangulares:

$$F_b = 0.75 F_y \quad \text{Ec. (103)}$$

e) Empuje

En superficies cepilladas, atiesadores de carga y pasadores en agujeros rimados, mandrilados o taladrados, en kg/cm^2 (**):

$$F_p = 0.90 F_y \quad \text{Ec. (104)}$$

En las ecuaciones 98 y 104:

* Cuando L_r es menor de 40, la reducción de esfuerzos de la ecuación 98 puede anularse.

** Cuando las piezas en contacto tienen diferente punto de cedencia, se tomará el valor menos para F_y (ec 104).

- En rodillos de expansión y bases de oscilación en kg/cm^2 (*):

$$F_y * - 910$$

$$F_p = \frac{\text{-----} \cdot 46.4 \cdot d}{1400} \quad E_c.(105)$$

donde:

d en centímetros, es el diámetro del rodillo o de la base de oscilación.

* en la ec. 105, cuando las piezas en contacto tienen diferentes puntos de cedencia se tomará el valor menor para F_y .

f) Remaches y tornillos.

- Los esfuerzos unitarios permitidos en tensión y corte para remaches, tornillos y partes roscadas (en kg/cm^2 del área del remache antes de colocarse; la espiga del tornillo o parte roscada) son los siguientes:

	Tensión (F_t)	Corte (F_v)
Para remaches de acero A 141 -----	1400	1050
Para tornillos y partes roscadas de acero A 307 -----	980	700

- Los esfuerzos unitarios permitidos en empuje del área proyectada de remaches y tornillos son los siguientes:

Para remaches -----	2810 kg/cm^2
Para tornillos -----	1760 k/cm^2

g) Soldaduras (esfuerzos en kg/cm^2 en el área de la garganta) ver capítulo LVII parte 2.

- Soldaduras en chaflán, ranura, tapón, y de bisel con penetración parcial, ejecutadas con electrodos E 60 o por proceso de arco sumergido grado SA-1 ----- 1260

Soldaduras de chaflán, ranura, tapón y de bisel con penetración parcial, ejecutadas con electrodos E 70 o por proceso de arco sumergido grado SA-2 ----- 1470

- Soldaduras de bisel con penetración completa

Para los esfuerzos permisibles en tensión, compresión, flexión, corte y empuje en soldaduras de bisel con penetración completa, se usarán los permitidos en este artículo para el material conectado y para soldadura de penetración parcial, cuando el esfuerzo sea compresión, empuje a tensión paralela al eje de la soldadura, para electrodos y proceso para soldadura de arco sumergido que deban emplearse en los diferentes tipos de acero (ver sección correspondiente a soldadura).

h) Acero vaciado y forjado

- Tensión (en la sección neta)

$$F_t = 0.60 F_y \quad \text{Ec. (106)}$$

- Cortante (en la sección total)

$$F_v = 0.40 F_y \quad \text{Ec.(107)}$$

- Compresión (lo mismo especificado en el inciso c de este de este artículo)

- Flexión (en las fibras extremas)

$$F_v = 0.60 F_y \quad \text{Ec.(108)}$$

- Empuje (lo mismo especificado en el inciso e de este artículo)

I) Esfuerzos debidos al viento y sismos

Los esfuerzos permisibles especificados en este artículo pueden aumentarse en un 33 por ciento cuando son originados por cargas debidas al viento o sismos actuando solos o en combinaciones con cargas de diseño vivas y muertas, siempre que la sección calculada en estas bases no sea menor que la requerida por el diseño para cargas muertas, vivas e impacto, calculadas sin el aumento.

ARTÍCULO LV.2

En esta sección se estudia 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 esta formada por un conjunto de marcos planos, provistos o no de contraventeo vertical, con o sin muros de rigidez, paralelos o casi paralelos, ligados entre sí, en todos los niveles por sistema 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. Además, todos los marcos planos deben tener características geométricas semejantes y todas las columnas de cada entrepiso deben ser 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 estos 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 sustancialmente 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.

Los miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras regulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

a) Compresión axial y flexión

Cuando los miembros están sujetos a una combinación de esfuerzos de flexión y compresión axial, deberán diseñarse cumpliendo con las demandas de las fórmulas siguientes:

Cuando $f_a/F_a \leq 0.15$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad \text{Ec. (109)}$$

Cuando $f_a/F_a \geq 0.15$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}} + \frac{C_{my} f_{by}}{1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}} \leq 1 \quad \text{Ec. (110)}$$

y adicionalmente en los puntos arriostrados, en el plano de flexión

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad \text{Ec. (111)}$$

donde

F_a = esfuerzo axial permitido como si solamente existiera dicho esfuerzo

F_b = esfuerzo flexión (en compresión) permitido, como si solamente existiera este esfuerzo

$$F'_{e} = \frac{10\,480\,000}{(Kl/r)^2}$$

En la expresión para F'_{e} : “ l ” es la longitud real sin arriostrar en el plano de flexión y “ r ” es el radio de giro correspondiente. “ K ” es el factor de longitud efectiva en el plano de flexión. Como en el caso de F_a , F_b y $0.6 F_y$; pueden aumentarse en 33 por ciento de acuerdo con el inciso 1 del artículo anterior

C_m = coeficiente cuyo valor puede considerarse como sigue:

1. Para miembros en compresión, sujetos a traslación lateral de sus uniones, $C_m = 0.85$

2. Para miembros en compresión con apoyos lateralmente empotrados, en marcos arriostrados contra la traslación de sus juntas, sin estar sujetos a cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión:

$$C_m = 0.60 + 0.4 M_1/M_2, \text{ (pero no menos de 0.4),}$$

donde M_1/M_2 es la relación del menor al mayor de los momentos extremos de la porción del miembro sin arriostrar en el plano de flexión bajo consideración. M_1/M_2 es positiva cuando el miembro se flexiona con curvatura simple, y negativa cuando adquiere curvatura doble.

3. Para miembros en compresión enmarcos arriostrados contra la traslación de sus juntas en el plano de carga y sujetos a cargas transversales entre sus apoyos, el valor de “ C_m ” puede determinarse por un análisis racional, sin embargo, en lugar de dicho análisis, los siguientes valores pueden aplicarse: Para miembros cuyos extremos están empotrados $C_m = 0.85$ y $C_m = 1.0$ en caso contrario.

b) Tensión axial y flexión

Los miembros sujetos a una combinación de tensión axial y flexión deben diseñarse cumpliendo los requisitos de la fórmula (34) donde “ f_b ” es el esfuerzo calculado de tensión producido por la flexión y “ F_b ” es el esfuerzo permitido a tensión en flexión; sin embargo, el esfuerzo de compresión debido a la flexión tomado como si solamente existiera dicho esfuerzo, no excederá el valor permitido por las fórmulas 98 y 99.

Los remachez y tornillos sujetos a una combinación de esfuerzos cortantes y de tensión debidos a fuerzas aplicadas en las partes conectadas, deberán diseñarse de tal manera que los esfuerzos de tensión producidos por las fuerzas no excedan de lo siguiente:

$$\text{Para remaches con acero A 141} \quad \text{----} \quad F_t = 1970 - 1.6f_v \leq 1400$$

$$\text{Para tornillos con acero A 307} \quad \text{---} \quad F_t = 1400 - 1.6f_v \leq 980$$

Donde f_v = corte producido por la misma fuerza sin exceder los valores dados en el inciso b del artículo anterior.

ARTÍCULO LV.3

Sección compacta es la que satisface los requisitos señalados en el inciso d del art. LV.1 parte 2 además de lo siguiente:

1. Los patines deberán estar conectados en forma continua con el alma
2. Los elementos del patín comprimido deben cumplir con:

$$425/\sqrt{F_y} \quad \text{para elementos no atiesados} \quad \text{Ec. (112)}$$

$$1600/\sqrt{F_y} \quad \text{para elementos atiesados} \quad \text{Ec.(113)}$$

3. La relación (peralte/grueso) del alma d/t debe cumplir con:

$$d/t = (3450/\sqrt{F_y}) [1 - 2.33 f_a/\sqrt{F_y}] \quad \text{si } f_a/F_y < 0.16 \quad \text{Ec.(114)}$$

$$d/t = 2150/\sqrt{F_y} \quad \text{si } f_a/F_y \geq 0.16 \quad \text{Ec.(115)}$$

4. El miembro deberá tener sujeción lateral como se especifica en el artículo LV.4.

ARTÍCULO LV.4

Una viga se considerará sujeta lateralmente si su patín superior queda embebido cuando menos 2 cm en la losa de piso o está ligada al patín por medio de conectores.

De no existir este tipo de sujeción la distancia entre puntos de sujeción lateral no excederá de:

$$640 b_p / \sqrt{F_y} \quad \text{ni de} \quad 1 \ 408 \ 000 \ A_p / (d F_y)$$

Esfuerzos admisibles por flexión

a) Se acepta un esfuerzo de tensión y en compresión para las fibras extremas que vale:

$$F_b = 0.66 F_y \quad \text{Ec. (116)}$$

en los siguientes casos:

1. Secciones compactas flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia.

2. Secciones I y H con dos ejes de simétrica cumpliendo con los puntos 1 y 2 del artículo LV.3, así como secciones macizas cuadradas u circulares o rectangulares flexionadas respecto a su eje de menor momento de inercia.

b) Para los miembros estructurales con secciones no compactas y secciones de cajón, los esfuerzos admisibles en tensión y en compresión de las fibras extremas tienen por valor:

$$F_b = 0.6 F_y \quad \text{Ec. (117)}$$

Las secciones no compactas incluidas en este inciso deben cumplir con los siguientes requisitos:

1. La relación b/t estará regida por la tabla 26 para elementos planos atiesados y no atiesados.

2. Se supone que la flexión ocurre alrededor del eje de mayor momento de inercia.

3. Las secciones de cajón deberán estar soportadas lateralmente en puntos cuya separación no exceda de $175 \cdot 800/F_y$ veces la distancia entre las caras extremas del alma. Otras secciones tendrán sujeción lateral como se indica en el artículo LV.4 parte 2.

c) en miembros que no cumplan con los requisitos de sujeción lateral dados en el artículo LV.4 parte 2 se aplicará:

$$F_b = 0.50 f_{cr} \leq 0.6 F_y \quad \text{Ec. (118)}$$

Se considerarán los siguientes casos para el cálculo de f_{cr} :

1. En secciones I o H atiesadas o no con flección respecto al eje de mayor momento de inercia:

$$f_{cr} = 1\,550\,000 C_b A_p / (d L) \quad (\text{en kg / cm}^2) \quad \text{Ec. (119)}$$

$$f_{cr} = 25\,200\,000 C_b / (L/r_y)^2 \quad (\text{en Kg/ cm}^2) \quad \text{Ec. (120)}$$

Se tomará el mayor valor que se obtenga de estas dos ecuaciones. Si la última de estas ecuaciones da un valor mayor que $0.50 F_y$ se usará la ecuación.

$$(f_{cr}) \text{ corregido} = F_y (1 - 0.25 F_y / f_{cr}) \quad \text{Ec. (121)}$$

r_y es el radio de giro respecto al eje de simetría en el plano del alma, en centímetros.

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

M_1 es el menor y M_2 es el mayor de los momentos en los extremos del tramo no contraventeado. M_1/M_2 es positivo cuando los momentos flexionan a la barra en doble curvatura y negativo si la flexionan a la barra en doble curvatura y negativo si la flexión es con curvatura simple.

$C_b = 1$ si el momento flexionante en cualquier punto dentro del tramo no contraventeado es mayor que M_2 .

Si la relación ancho-grueso del patín comprimido excede de los límites indicados en la tabla 26, el esfuerzo crítico no debe ser mayor que el calculado con las anteriores ecuaciones, ni que el proporcionado por:

$$f_{cr} = Q_s F_y \quad \text{Ec. (122)}$$

Para elementos planos no atiesados, o

$$f_{cr} = F_y$$

Ec. (123)

Para el caso de elementos planos atiesados.

Estos valores del esfuerzo crítico corresponden al pandeo local y no deben excederse aunque la pieza esté sujeta lateralmente.

2. En secciones de cajón, cuyo patín comprimido tenga una relación (ancho/grueso) mayor que la dada en la tabla 26, para elementos planos atiesados el esfuerzo actuante se calculará teniendo en cuenta el ancho efectivo de este patín en vez del ancho total.

El módulo de sección de perfiles simétricos puede calcularse conservadoramente utilizando el mismo ancho efectivo en el patín de tensión.

En las expresiones anteriores: A_p es el área del patín en compresión de una viga laminada o área de uno de los patines de una trabe armada.

b_p es el ancho del patín de una viga o trabe

d es el peralte total de una sección; diámetro nominal de un tornillo o remache

F_y es el ancho real de elementos plano comprimidos atiesados o no

t es el grueso de un elemento plano o espesor del alma, en cm

f_b es el refuerzo admisible de compresión o tensión debido a la flexión

f_{cr} es el refuerzo crítico en la fibra extrema de compresión cuando ocurre el pandeo lateral o local

f_{bx} , f_{by} son los esfuerzos admisibles a flexión simple alrededor de los ejes “x” y “y” respectivamente

C_b coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de una barra en flexión.

Qs factor de reducción de la resistencia en compresión de elementos planos no atiesados.

ARTÍCULO LV.5

En cualquier perfil estructural, sea laminado o formado con placas, el esfuerzo cortante medio se obtiene dividiendo la fuerza cortante V, entre el producto del peralte total d de la sección por el grueso del alma t, dado por la expresión:

$$v = \frac{V}{d t} \quad \text{Ec. (124)}$$

donde:

v esfuerzo cortante unitario, en kg/cm²

V fuerza cortante en kg.

ARTÍCULO LV.6

Este artículo es aplicable a vigas laminadas y a trabes formadas por placas soldadas, de sección I o en cajón, de 2 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 tensión, 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.

a) Diseño

Las trabes de alma llena remachadas o soldadas, vigas con cubreplacas y vigas laminadas, deben diseñarse en general con el momento de inercia de la sección total. Ninguna reducción debe hacerse por remaches de campo, taller o tornillos en cada patín, excepto en los casos donde la reducción del área por tales agujeros, calculada de acuerdo con las normas del capítulo LIV parte 2, exceda el 15 por ciento del área total del patín, en cuyo caso deberá deducirse el área excedente.

b) Alma

La distancia libre entre patines en cm, no deberá exceder de: -

$$\frac{984\ 000}{\left[F_y (F_y + 1160) \right]^{1/2}} \text{ veces el espesor del alma} \quad \text{Ec. (125)}$$

c) Patines

Los espesores de las partes salientes de los patines deben cumplir las normas del artículo LIV.3 parte 2.

Cada patín de una trabe de alma llena soldada, consistirá en general de una placa simple en lugar de 2 o más placas sobrepuestas. La placa simple puede constituirse de una serie de placas cortas colocadas extremo a extremo y unidas por medio de soldaduras a tope con penetración completa.

Las cubreplacas no atiesadas en trabes de alma llena remachadas, no deberán extenderse más de $800 / F_y$ veces el espesor de la placa exterior más delgada fuera de la hilera exterior de remaches que la unen a los ángulos. el área total de la sección de cubreplacas en trabes remachados no excederá el 70 por ciento del área total del patín.

d) Diseño de los patines

Los remaches, tornillos o soldaduras que unen los patines al alma, o cubreplacas a patines, deben calcularse para resistir el corte máximo horizontal resultante de las fuerzas de flexión en la trabe. La distribución longitudinal de estos remaches o soldaduras intermitentes debe diseñarse en proporción a la intensidad del corte, pero los espaciamientos longitudinales no excederán a los máximos permitidos para miembros compuestos en compresión o tensión en las secciones correspondientes a miembros compuestos tratados más adelante, respectivamente. Además los remaches o soldaduras que conecten los patines al alma, deben diseñarse para transmitirle cualquier carga aplicada directamente a los patines, excepto cuando se toman medidas para transmitir tales cargas por empuje directo.

Las cubreplacas de longitud parcial deben extenderse más allá del punto de corte teórico y esta porción ligarse a la viga o trabe con remaches o soldaduras de filete, con los

esfuerzos permitidos en los incisos b y c del artículo LV.1, para desarrollar los esfuerzos de flexión que corresponden a la porción de cubreplaca en la viga o trabe en el punto de corte teórico. Para las cubreplacas soldadas la longitud a' de la porción añadida deberá ser:

1. Igual al ancho de la cubreplaca cuando las soldaduras son continuas a lo largo de los 2 cantos de la porción añadida y se prolongan en el extremo en dirección perpendicular, con una dimensión de soldadura igual o mayor a las $3/4$ partes del espesor de la placa.

2. Igual a una y media veces el ancho de la cubreplaca cuando las soldaduras son continuas a lo largo de los dos cantos de la porción añadida y se prolongan en el extremo en dirección perpendicular con una dimensión de soldadura menor a las $3/4$ partes del espesor de la placa.

3. Igual a 2 veces el ancho de la cubreplaca cuando las soldaduras son continuas a lo largo de dos cantos de la porción añadida únicamente.

Además las soldaduras de la porción añadida deberán ser, con los esfuerzos permitidos, adecuadas para desarrollar los esfuerzos de flexión, tanto de los puntos de corte teórico como los del extremo de la porción.

e) Atiesadores

1. Los atiesadores de carga se colocarán en pares en extremos de trabes cuyas almas no estén reforzados y donde se requieran según las normas del punto 2 inciso j de este artículo puntos de cargas concentradas. Tales atiesadoras tendrán un contacto directo contra el patín o patines a través del cual recibirán las cargas o reacciones y deberán extenderse lo más cerca posible al paño de los patines de placas o ángulos. Se diseñarán como columnas sujetas a las normas del artículo LV.1, considerando como sección de la columna el par de atiesadores más una porción centrada del alma con un ancho no mayor de 25 veces su espesor en atiesadores interiores ni mayor de 12 cuando están localizados en los extremos del alma.

La longitud efectiva para calcular el $1/r$ deberá considerarse como el 75 por ciento de la longitud total del atiesador. Solamente aquella porción del atiesador fuera del acodamiento del ángulo o soldadura de patín o alma, debe considerarse como efectiva en empuje.

2. El máximo corte promedio en el alma (f_v) en cualquier tablero entre atiesadores (corte total + área de la sección transversal del alma) en kg/cm³, calculado para carga total o parcial, no excederá el valor dado por las fórmulas 129 ó 127 según sean aplicables.

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \quad \text{Ec.(126)}$$

cuando C_v es mayor de 1.0, o cuando los atiesadores de rigidez se omiten,

$$F_v = [F_y / 2.89] (C_v) < 0.4 F_y \quad \text{Ec.(127)}$$

donde:

a distancia libre entre atiesadores, en cm

h distancia libre entre patines, en cm

$$C_v = \frac{3\,164\,000\,k}{F_y (h/t)^2}, \text{ cuando "Cv" sea menor de 0.80}$$

$$C_v = \frac{1590}{h/t} \left[\frac{k}{F_y} \right]^{1/2}, \text{ cuando "Cv" sea mayor de 0.80}$$

t espesor de alma en cm.

$$k = 4.00 + 5.34 / (a/h)^2, \text{ cuando } a/h \text{ sea menor de 1.0}$$

$$k = 5.34 + 4.00 / (a/h)^2, \text{ cuando } a/h \text{ sea mayor de 1.0}$$

Cuando a/h sea mayor de 3, este valor debe tomarse como infinito, en cuyo caso la fórmula 126 se reduce a la 127 y $k = 5.34$.

3. Los atiesadores intermedios no son necesarios cuando la relación h/t es menor de 260, y el esfuerzo máximo de corte en el alma (f_v) es menor que el permitido por la fórmula 127.

La separación de los atiesadores intermedios cuando son necesarios, será tal esfuerzo de corte en el alma no exceda el valor de F_v calculado con las fórmulas 126 y 127 según sean aplicables, además, la dimensión mínima del tablero “a o h” no excederá de 260 veces el espesor del alma, ni la relación a/h de

$$\frac{260}{h/t}^2, \text{ con un máximo de 3.0.}$$

La separación entre atiesadores en tableros extremos y aquellos que contienen agujeros de gran tamaño, será tal que la menor de las dimensiones “a ó h” no exceda de:

$$2920 \ t / \sqrt{f_v}$$

4. El área total en cm^2 de atiesadores intermedios espaciados de acuerdo con la fórmula 126 incluyendo el área correspondiente del alma cuando los atiesadores se colocan en pares, no será menor que la calculada con la fórmula siguiente:

$$A_{st} = \frac{1-C_v}{2} \left[a/h - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] Y D h t \quad \text{Ec.(127)}$$

donde:

C_v , a, h y t se definieron en el inciso anterior

$$Y = \left[\frac{\text{punto de cedencia del acero del alma}}{\text{punto de cedencia del atiezador}} \right] = \frac{F_y \text{ alma}}{F_y \text{ atiezador}}$$

D = 1.0 para atieadores colocados en pares

D = 1.9 para atiesadores de un solo ángulo

D = 2.4 para atiesadores de una sola placa

Cuando el esfuerzo cortante máximo calculado (f_v) en un tablero es menor que el calculado con la fórmula 126 el área total requerida por la fórmula 128 puede disminuirse proporcionalmente.

El momento de inercia con respecto al plano del alma, de atiesadores simples o colocados en pares, no deberá ser

menor que $h / 50$.

Los atiesadores intermedios pueden cortarse a una distancia del patín de tensión que no exceda de 4 veces el espesor del alma, siempre que no sea necesario transmitir una carga concentrada o reacción. Cuando los patines consisten en placas rectangulares, y se usan atiesadores simples, éstos deben conectarse al patín de compresión para evitar cualquier tendencia de la placa a levantarse por efecto de la torsión.

Cuando una riostra se conecta a uno o a un par de atiesadores, éstos deberán ligarse al patín de compresión de tal forma que transmita el uno por ciento de los esfuerzos totales del patín, a menos que los patines estén constituidos por ángulos únicamente.

Los atiesadores intermedios solicitados por las normas del inciso e) 3 de esta sección, se conectarán al alma de forma que transmitan un corte total (en kg/cm.lin) de artiesador simple o par de ellos nomenor que el calculado con la fórmula siguiente;

$$f_{vs} = h \left[\frac{F_y}{1400} \right]^{3/2} \quad \text{Ec. (128)}$$

donde F_y = punto de cedencia del acero del alma.

Esta transmisión de corte puede reducirse en la misma proporción en que el esfuerzo del corte máximo calculado (f_v) en los tableros adyacentes sea menor que el calculado con la fórmula 126. Sin embargo cuando hay cargas concentradas o reacciones en atiesadores intermedios los remaches o soldaduras que los une al alma se calcularán con esfuerzo cortante total de la misma intensidad que las cargas concentradas o reacciones.

Los remaches que conectan los atiesadores con el alma de las trabes, no deberán tener una separación mayor de 300 mm entre sus centros. Si se usan soldaduras intermitentes de filete, la distancia libre entre ellas no debe exceder de 16 veces el espesor del alma, con un máximo de 250 mm.

f) Reducción en el esfuerzo del patín

Cuando la relación entre el peralte y el espesor del alma excede $6370/\sqrt{F_b}$, el esfuerzo máximo en el patín de compresión no deberá exceder de:

$$f_{bx} \leq F_b [1.0 - 0.0005 (A_w/A_p) (h/t - 6370/\sqrt{F_b})] \quad \text{Ec. (129)}$$

donde:

F_b Esfuerzo aplicable de flexión, especificado en la sección 1 (d)

A_w área del alma

A_p área del patín en compresión

g) Esfuerzo de tensión y corte combinados.

Cuando las almas de las trabes de alma llena, están sujetas a una combinación de esfuerzos cortantes y de tensión, deben diseñarse en tal forma que el esfuerzo flexionante de tensión debido al momento en el plano del alma de la trabe, no exceda de $0.6 F_y$, ni de

$$(0.825 - 0.375 \quad f_v/F_v) F_y \quad \text{Ec. (130)}$$

donde:

f_v esfuerzo calculado de corte en el alma (corte total, dividido por el área del alma)

F_v esfuerzo permitido de corte en el alma según las fórmulas 126 ó 127.

h) Empalmes

Las juntas soldadas a tope en vigas y trabes compuestas de placas, deberán llevar soldadura de penetración completa, la cual debe desarrollar la resistencia total de la pieza más pequeña unida. Otros tipos de juntas en la sección transversal de vigas o trabes

compuestas de placas, deberán desarrollar la resistencia solicitada por los esfuerzos en el punto de la unión, pero en ningún caso ésta será menor al 50 por ciento de la resistencia efectiva del material unido.

Los empalmes con soldadura o tope, deben desarrollar la resistencia total de la sección más pequeña empalmada.

I) Empujes laterales

Los patines de las trabes del alma llena, que soportan grúas y otras cargas móviles, se diseñarán para resistir los empujes horizontales provocados por tales cargas.

j) Desgarramiento del alma

1. Las almas de las vigas y trabes de alma llena, deben diseñarse de manera que los esfuerzos de compresión en la raíz de la unión del alma al patín, resultante de cargas concentradas que no son soportadas por atiesadores, no excedan el valor de $0.75 F_y$, en kg/cm^2 , permitido en el artículo LV.1. De otra manera deberán colocarse atiesadores de carga. Las fórmulas que rigen son:

Para cargas interiores:

$$\frac{R}{t (N+2K)} \leq 0.75 F_y \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{Ec.(131)}$$

Para reacciones en apoyos:

$$\frac{R}{t (N+K)} \leq 0.75 F_y \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{Ec.(132)}$$

donde:

R carga concentrada o reacción en kg

t espesor del alma, en cm

N Longitud de empuje en cm. (no menor que la “k” para reacciones)

k distancia del paño exterior del patín a la raíz de la unión del mismo con el alma, en cm.

2. Las almas de las trabes deben también diseñarse o atiesarse (atiesadores de rigidez), de manera que la suma de los esfuerzos de compresión que resultan de cargas concentradas y distribuidas, empujando directamente en o a través de una placa en el patín sobre el canto de compresión de la placa del alma y sin ser absorbidos con atiesadores de carga, no excederán de:

$$\left[5.5 + \frac{4.0}{(a/h)^2} \right] \frac{703\,000}{(h/t)^2}, \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{Ec.(133)}$$

Cuando el patín está arriostrado contra rotaciones, ni

$$\left[2 + \frac{4.0}{(a/h)^2} \right] \frac{703\,000}{(h/t)^2}, \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{Ec.(134)}$$

en caso contrario.

Estos esfuerzos deben calcularse como sigue:

Cargas concentradas y distribuidas sobre un tramo de un tablero, se dividirán por el producto del espesor del alma y el peralte de la trabe o longitud del tablero (el menor de los dos), en el cual la carga está aplicada. Cualquier otra condición de carga distribuida (en kg/cm.lin) debe dividirse por el espesor del alma.

ARTÍCULO LV.7

Esta sección se refiere al diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos con 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 de acero ahogados en concreto reforzado o rellenos de este material, y vigas o trabes de acero, ahogados en concreto reforzado o que soportan una losa, interconectadas de manera que los 2 materiales trabajen en conjunto para resistir las solicitaciones.

Se incluyen vigas compuestas libremente apoyadas o continuas, ligadas con la losa de concreto por medio de conectores de cortante, o ahogadas en concreto.

I.- Miembros a flexión

Para que un perfil metálico y la losa de concreto trabajen juntos como una sola pieza a flexión, con la losa como patín adicional a compresión, que tiene:

a) Ancho efectivo de la losa

Por cada lado de la viga que sobresale la losa, su ancho efectivo no será mayor a un octavo del claro, ni mas de la mitad de la distancia al eje de la viga adyacente, ni superior a la distancia al borde de la losa, ni mas de ocho vces el grueso de la losa, lo que sea menor.

b) No se requerirán conectores de cortante cuando la viga este ahogada por completo en concreto con un recubrimiento mínimo de 5 cm a los lados y en la parte inferior de la viga; el borde superior del patín está al menos 4 cm por debajo del borde superior de la losa y al menos 5 cm encima del borde inferior de la losa, además que el concreto que rodea a la viga tiene una malla u otro acero de refuerzo adecuado que evite que se desconche.

En el análisis de vigas compuestas deben considerarse las propiedades efectivas adquiridas por la estructura en el instante de cada incremento de carga, que dependerán del fraguado del concreto.

En caso de que no sea factible o necesario proporcionar conectores adecuados que satisfagan el requerimiento de cortante horizontal para trabajar como sección compuesta, el módulo efectivo de sección, S_{eff} , será

$$S_{eff} = S_s + (V'h/V_h) (S_{tr} - S_s) \quad \text{Ec. (135)}$$

donde V_h se define mas adelante, y

$V'h$ cortante que pueden tomar los conectores, no superior a V_h

S_s = módulo de sección de la viga metálica con respecto al patín inferior

S_{tr} = módulo de la sección compuesta transformada con respecto al patín inferior

b) Conectores de cortante

Cuando se tiene la losa únicamente ligada al patín a compresión, podrán trabajar en conjunto si el cortante, en la unión de la viga de acero con la losa de concreto, se transmite mediante conectores de cortante soldados a la viga y embebidos en la losa.

En esta forma el corte horizontal total que debe ser resistido entre el punto de momento positivo máximo y cada extremo de la viga (o entre punto de momento máximo y un punto de inflexión en vigas continuas), debe tomarse como el menor de los valores calculados con las fórmulas siguientes:

$$V_h = \frac{0.85 f'_c A_c}{2} \quad \text{Ec. (136)}$$

$$V_h = \frac{A_s F_y}{2} \quad \text{Ec. (131)}$$

donde

f'_c resistencia especificada de compresión para el concreto a los 28 días

A_c área real del patín efectiva de concreto, como se define en el inciso a fracción I de este artículo.

A_s área de la viga de acero.

El número de conectores para resistir este corte a cada lado del punto de momento máximo, no será menor que el determinado por la relación V_h/q , donde q , la carga de corte permitida para un conector, o un paso de varilla en espiral se define en la table 26

Al número necesario de conectores puede dársele una separación uniforme entre las secciones de momento máximo y cero.

Los conectores de corte deben tener como mínimo, un recubrimiento de concreto de 25 mm en todas direcciones.

TABLA 27

CONECTOR	Carga de corte horizontal permitida en tons. (Aplicada a concreto de Cemento Portland)		
	f'c = 210 kg/cm ²	f'c = 250 kg/cm ²	f'c = 280 kg/cm ²
Perno con cabeza o gancho de 15 x Ø 13 mm	2.3	2.5	2.7
Perno con cabeza o gancho de 64 x Ø 16 mm	3.6	3.9	4.2
Perno con cabeza o gancho de 76 x Ø 19 mm	5.2	5.7	6.0
Perno con cabeza o gancho de 90 x Ø 22 mm	7.1	7.6	8.2
Canal de 76 mm	0.77 w	0.84 w	0.89 w
Canal de 102 mm	0.82 w	0.89 w	0.94
Canal de 127 mm	0.87 w	0.94 w	1.00 w
Varilla espiral Ø 13 mm	5.4	5.6	5.8
Varilla espiral Ø 16 mm	6.7	7.0	7.2
Varilla espiral Ø 19 mm	8.1	8.4	8.7

w = longitud de la canal en cm

II. Miembros en compresión

Son columnas compuestas las que están hechas con un perfil de acero, laminado o formado por placas, ahogados en concreto, con un tubo de acero relleno de concreto, que cumplen las condiciones que se indican a continuación.

- 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 perfil o tubo de acero es, cuando menos, el 4 por ciento del área de la sección transversal compuesta total.

b) El concreto que recubre la sección de acero está reforzado con estribos y barras longitudinales. Unos y otros deben colocarse con separaciones no mayores de 2/3 de la dimensión menor de la sección transversal de la columna compuesta ni de 30 cm. El área de la sección transversal de cada una de las barras que forman los refuerzos, longitudinal y transversal, no es menor de 0.09 cm² por cada 5cm de separación entre barras. El recubrimiento del refuerzo es, cuando menos, de 4 cm, medidos al borde exterior de las barras colocadas por fuera.

c) Si el concreto es de peso volumétrico normal, su resistencia especificada en compresión, f'_c no es menor de 200 kg/cm² ni mayor de 500 kg/cm²; si es ligero tendrá una resistencia no menor de 300 kg/cm².

d) El límite de fluencia del acero, tanto estructural como refuerzo, no excede de 4200 kg/cm².

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 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 tubular.

- Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_c de las columnas compuestas comprimidas axialmente se determina con las ecuaciones siguientes:

$$R_c = \frac{F_{my}}{1 + \Omega^2_n - 0.15^2_n} A_t \quad F_R \leq F_{my} \quad A_t \quad F_R \quad \text{Ec. (138)}$$

A_t área total de la sección transversal del elemento de acero estructural

$$FR = .50$$

$$Q = 1.0$$

r radio de giro del elemento de acero estructural; cuando se trate de una sección ahogada en concreto, no se tomará menor que 0.30 veces la dimensión total de la sección compuesta, en el plano en que se estudie el pandeo.

$$F_{my} = F_y + C_1 F_{yr} \frac{A_r}{A_t} + C_2 f_c^* \frac{A_c}{A_t}$$

$$E_m = E + C_3 E_c \frac{A_c}{A_t}$$

$$\Omega = \frac{KL}{r} \frac{F_{my}}{\pi^2 E_m}$$

Estas expresiones son válidas para miembros de sección transversal H, I, ó rectangulares huecas, donde:

KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna

n es un coeficiente adimensional que tiene alguno de los valores siguientes:

Columnas de sección transversal H ó 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 o 3 del inciso a del artículo LIV.3 parte 2:

$$n = 1.4$$

Columnas de sección transversal H ó I, con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones 1, 2, o 3 del inciso a del artículo LIV:

$$n = 1.0$$

Cuando el límite de fluencia del acero sea de 3 500 kg/cm² o más pueden utilizarse valores de n mayores, si se efectúa un estudio que lo justifique.

Ac área de concreto

Ar área de las barras de refuerzo longitudinal

E módulo de elasticidad del acero

Ec módulo de elasticidad del concreto

Fy esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del perfil o sección tubular.

Fyr esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras del esfuerzo longitudinal.

f *c resistencia nominal del concreto a compresion = 0.8 f 'c

C1, C2, C3 coeficientes numéricos; para secciones tubulares rellenas de concreto: C1 = 1.0, C2 = 0.85, C3 = 0.40; para perfiles ahogados en concreto: C1 = - 0.70, C2 = 0.60, C3 = 0.20.

Para miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera: FR = 0.50

si $KL/r \geq (KL/r)_{c'}$

$$R_c = \frac{20\,120\,000}{(KL/r)^2} A_t FR \quad Ec. (139)$$

si $KL/r < (KL/r)_{c'}$

$$R_c = A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2 (KL/r)_c'^2} \right] FR \quad \text{Ec. (140)}$$

siendo

$$(KL/r)_c' = 6340 / \sqrt{F_y}$$

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, como sigue:

$$\text{si } KL/r \geq (KL/r)_c'$$

$$R_c = \frac{20\,120\,000}{(KL/r)^2} A_t FR \quad \text{Ec. (141)}$$

$$\text{si } KL/r < (KL/r)_c'$$

$$R_c = Q A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2 \{ (KL/r)_c' \}^2} \right] FR \quad \text{Ec. (142)}$$

siendo

$$(KL/r)_c' = 6340 / \sqrt{Q F_y}; \quad FR = 0.45$$

En miembros de sección transversal H o rectangular hueca, los valores R_c obtenidos en la ecs. 141 y 142 no deben ser mayores que los obtenidos en la ecuación (62) multiplicado por el factor Q .

Q es un factor de pandeo local dado por:

En almas de secciones laminadas en caliente o dobladas en frío, la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte.

$$Q = Q_s Q_a$$

Q_s y Q_a se calculan con las ecuaciones dadas en el artículo LIV.3; Q_s corresponde al elemento plano no atiesado que tiene la mayor relación v/t . En secciones formadas exclusivamente por elementos planos atiesados Q_s se toma igual a la unidad, y en secciones formadas exclusivamente por elementos planos no atiesados Q_a se toma igual a la unidad.

ARTÍCULO LV.8

Se considera para claros simples y continuos lo siguiente:

a) Claros simples

Las vigas, trabes y armaduras, ordinariamente deben diseñarse basándose en el claro simple, cuya longitud efectiva es igual a la distancia entre centros de gravedad de los miembros a los cuales transmiten sus reacciones.

b) Empotramiento

Cuando se considera para el diseño empotramiento total o parcial, debido a acciones continuas, semi-continuas o en voladizo, las vigas, trabes, armaduras y los miembros a los cuales conectan, deberán diseñarse para resistir los cortes y momentos inducidos así como también otras fuerzas, sin exceder en cualquier punto los esfuerzos unitarios especificados en el inciso 5 del artículo IV.1 parte 2, excepto, cuando es esencial, puede permitirse una deformación no elástica pero sí auto-limitante de una parte de la conexión, para evitar la sobrefatiga de los elementos de unión.

ARTÍCULO LV.9

Los miembros comprimidos completos, y todas las partes que lo constituyen, deben satisfacer los requisitos de los artículos LIV.2 y LIV.3.

Los elementos componentes de miembros deben estar unidos entre sí en sus extremos de una manera que asegure el trabajo de conjunto.

I. Separación entre remaches, tornillos o soldaduras

Exceptuando los casos en que se requiera una separación menor para transmitir las cargas o para sellar superficies inaccesibles, la separación longitudinal, medida a lo largo de la línea en que están colocados, entre remaches o tornillos intermedios, o la separación longitudinal libre entre soldaduras intermitentes en miembros armados en compresión, no excederá al que sea aplicable de los valores siguientes:

a) En miembros comprimidos compuestos por dos o más perfiles, en contacto o separados unos del otro por medio de elementos intermitentes, la relación de esbeltez de

cualquiera de los perfiles, determinada entre puntos interconectados no será mayor que la relación de esbeltez del miembro armado completo. La relación de esbeltez de cada una de las partes componentes se determinará utilizando su radio de giro mínimo.

b) $1050 \ t / \sqrt{F_y}$, sin exceder 30 cm para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección, en 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; t y F_y son el grueso de la placa exterior y su esfuerzo de fluencia mínima garantizado.

c) $1650 \ t / \sqrt{F_y}$, sin exceder de 45 cm, 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; t y F_y , son el grueso de la placa exterior y su esfuerzo de fluencia mínima garantizado.

Los requisitos anteriores no siempre proporcionan un ajuste continuo entre los elementos en contacto. Cuando el medio ambiente sea tal que 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.

II. Celosías y diafragmas

Los lados abiertos de miembros comprimidos formados por placas o perfiles se conectarán entre si por medio de celosías o placas interrumpidas.

La celosía constituirá un sistema triangulado completo. Puede estar formado 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 el miembro completo. La celosía debe diseñarse para resistir una fuerza cortante, normal al eje longitudinal del miembro completo, no menor que 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 miembros que forman la celosía no excederá de 140. Cuando se emplee celosía sencilla, la longitud efectiva será la distancia entre conexiones con los elementos principales. Si la celosía es doble y los elementos que la forman están unidos entre si en sus intersecciones, la longitud efectiva será el 70 por ciento de la distancia anterior.

El ángulo que formen los elementos de la celosía con el eje longitudinal del miembro completo será, de preferencia, no menor de 45 grados.

En los extremos de las celosías y en puntos intermedios en que éstas se interrumpan se colocarán diafragmas en el plano de la celosías, 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 15 cm. 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 5 por ciento de la compresión axial total en el miembro.

III. 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 este soportada lateralmente, y en todas las posiciones adicionales que sean necesarias para que satisfagan los requisitos siguientes:

a) Cuando la relación de esbeltez de la columna armada completa, con respecto al eje perpendicular a los montantes, es igual o menor que 80 por ciento de la relación de esbeltez con respecto al eje paralelo a ellos, la separación entre montantes será tal que la relación de esbeltez de cada elemento componente principal, calculada entre extremos de

montantes adyacentes, no exceda de 50 ni del 70 por ciento de la relación de esbeltez de la columna completa respecto al eje paralelo a los montantes.

b) Cuando la relación de esbeltez de la columna armada completa, con respecto al eje perpendicular a los montantes es mayor que el 80 por ciento de la relación de esbeltez con respecto al eje paralelo a ellos, la separación entre montantes será tal que la relación de esbeltez de cada elemento componente principal, calculada entre extremos de montantes adyacentes, no exceda de 40 ni del 60 por ciento de la relación de esbeltez de la columna completa respecto al eje perpendicular a los montantes.

Cuando los montantes están formados por placas planas, 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:

$$V = 0.025 P_u d/na \quad \text{Ec. (143)}$$

$$M = 0.025 P_u d/2n \quad \text{Ec. (142)}$$

d es la distancia entre centros de montantes, media a lo largo del eje de la columna, “ a ” la separación entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras que conectan los montantes con los componentes principales del miembro, n el número de planos paralelos en los que están colocados los montantes y P_u la fuerza axial de diseño que actúa en el miembro.

ARTÍCULO LV.10

Para miembro en tensión compuestos por varios perfiles (miembros armados en tensión) se tomará:

I. Separación entre elementos de unión

Los elementos intermitentes que unen entre sí 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 45 cm.

Si los miembros están formados por dos o más perfiles, la separación entre remaches o tornillos, o la distancia libre entre soldaduras, no debe exceder de 60 cm, 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.

II. 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 ellas será tal que la relación de esbeltez de los componentes principales, calculada entre montantes, no exceda de 300. El grueso de los montantes, cuando éstos 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 15 cm.

ARTÍCULO LV.11

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.

CAPÍTULO LVI CONEXIONES

ARTÍCULO LVI.1

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 elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas), y 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 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.

En las estructuras del tipo 1 ver capítulo LII parte 2, las conexiones se diseñarán para la resistencia de diseño íntegra del miembro al que corresponda, o para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño.

ARTÍCULO LVI.2

:Las conexiones de estructuras del tipo 2 ver capítulo LIII parte 2, o de barras sometidas a fuerzas axiales, diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 5 000 kg.

El número mínimo de remaches o tornillos en una conexión será de dos.

Los tamaños y longitudes mínimos de soldaduras se indican más adelante en los artículos LVII.8 y LVII.9 parte 2.

Los límites de los tres párrafos anteriores pueden disminuirse en conexiones de diagonales de celosías de secciones compuestas, tirantes para soporte lateral de largeros,

apoyos de largueros, y otros casos en que las fuerzas que deben transmitirse no se calculan o son de magnitud muy pequeña.

ARTÍCULO LVI.3

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 los 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.

ARTÍCULO LVI.4

Cuando se utilizan placas de relleno de 6 mm de grueso o más en juntas remachadas o atornilladas, deben prolongarse fuera del material que se está conectando en una longitud suficiente para colocar los remaches o tornillos necesarios para distribuir la fuerza total existente en el miembro de una manera uniforme en la sección combinada formada por el miembro y el relleno, o incluir en la conexión un número equivalente de remaches o tornillos. Si la junta es por fricción, con tornillos de alta resistencia, no es necesario cumplir esa condición.

Los rellenos que se coloquen bajo los atiesadores de trabes armadas remachadas estarán provistos de suficientes remaches para evitar esfuerzos excesivos de flexión y aplastamiento.

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 de 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 de una cantidad igual al grueso del relleno.

ARTÍCULO LVI.5

Se permite el uso de 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, cincuenta por ciento de la fuerza de compresión de diseño que obre en el miembro.

ARTÍCULO LVI.6

En remaches o tornillos en combinación con soldadura se tomará:

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 sollicitaciones se reparten entre ellos y las soldaduras.

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 adecuadamente apretados, 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.

ARTÍCULO LVI.7

Tanto en obras nuevas como en modificaciones de estructuras existentes puede suponerse que los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar por fricción, trabajan en conjunto los remaches, y que las cargas se reparten entre los dos tipos de conectores.

ARTÍCULO LVI.8

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 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.

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.

CAPÍTULO LVII SOLDADURAS

ARTÍCULO LVII.1

El tipo de soldadura aplicable en la construcción metálica es el de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente.

ARTÍCULO LVII.2

Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente, adecuados al material base 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 del soldadura, como sol voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con la del metal base.

ARTÍCULO LVII.3

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.

Las soldaduras manuales obtenidos con electrodos E60XX o E70XX, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimo especificados de fluencia de 3 500 y 4 000 kg/cm², y de ruptura en tensión de 4 200 y 4 900 kg/cm², son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 2 500 y 4 100 kg/cm².

ARTÍCULO LVII.4

En estas normas se consideran cuatro tipos diferentes de soldaduras:

a) Soldaduras de filete. Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por los bordes de dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular.

b) Soldaduras de penetración. Se obtienen depositando metal de aportación entre los bordes de dos placas que pueden estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o incompleta, 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) y d) Soldaduras de tapón y de ranura. Se hacen en placas tranlapadas, relleno por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.

ARTÍCULO LVII.5

Las dimensiones efectivas de la soldadura son:

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.

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 a tope entre dos piezas es igual al ancho de la pieza más angosta, aún en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.

d) La longitud efectiva de una soldadura de filete es igual a la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete está depositada en un agujero circular o en una ranura, la longitud será igual a la del eje del cordón, trazado por el centro del plano que pasa por la garganta, pero 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 acero sumergido, el tamaño efectivo de la garganta puede tomarse igual a la pierna del cordón cuando ésta no excede de 10 mm (3/8”), 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 (efectuada con placa de respaldo o con cordón de raíz) es igual al grueso de la más delgada de las placas unidas.

g) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el indicado en la tabla 28.

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 exterior esté al nivel de la superficie de la barra, es el indicado en la tabla 29. Para verificar que la garganta obtiene de uan 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 29 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.

ARTÍCULO LVII.6

La resistencia de diseño de las soldaduras es igual al menor de los productos FR FMB y FR FS, donde FMB y FS son, respectivamente, las resistencia nominales del metal base y del metal del electrodo.

En la tabla 30 se proporcionan los valores de FR y FMB y demás información pertinente.

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.

TABLA 30

TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS DE PENETRACIÓN PARCIAL.

PROCESO DE SOLDADURA	POSICIÓN	ÁNGULO EN LA RAZ DE LA RANURA	TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA
Soldadura manual con electrodo recubierto o automática de arco sumergido	Todas	Entre 45° y 60°	Profundidad del bisel menos 1.5 mm
		Mayor o igual a 60°	Profundidad del bisel
Soldadura protegida con gases con electrodo con corazón de fundente	Todas	Mayor o igual a 60°	Profundidad del bisel
	Horizontal o plana Vertical o sobre cabeza	Entre 45° y 60° Mayor o igual a 60°	Profundidad del bisel Profundidad del bisel menos 1.5 mm

TABLA 29

TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS
ACAMPAÑADAS

Tipo de soldaduras	Radio (R) de la barra o placa doblada	Tamaño efectivo de la garganta
Ranura acampanada (1)	Cualquiera	0.3 R
Ranura acampanada en V (2)	Cualquiera	0.5 R (3)

(1) Ranura acampanada: (2) Ranura acampanada en V: (3) 0.38 R para soldadura protegida con gases cuando $R \geq 25.4 \text{ mm}$ (1")

TABLA 30

RESISTENCIAS DE DISEÑO PLÁSTICO DE SOLDADURAS

TIPO DE SOLDADURAS Y FORMA DE TRABAJO (1)	MATERIAL	FACTOR DE RESISTENCIA FR	RESISTENCIA NOMINAL FMB o FS	NIVEL DE RESISTENCIA (2) (3) REQUERIDA EN LA SOLDADURA
SOLDADURAS DE PENETRACIÓN COMPLETA (4)				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0.90	Fy	Debe usarse soldadura compatible con el metal base
Compresión normal al área efectiva				Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Metal base Electrodo	0.90 0.80	0.60 Fu 0.60 FEXX	
SOLDADURAS DE PENETRACIÓN PACIAL (4)				
Tensión normal al área efectiva	Metal base Electrodo	0.90 0.80	Fy 0.60 FEXX	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
Compresión normal al área efectiva	Metal base	0.90	Fy	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante paralelo al de la soldadura.	Metal base (6) Electrodo	0.75	0.60 FEXX	
SOLDADURAS DE FILETE (4)				
Cortante en el área efectiva	Metal			Puede usarse soldadura
		Página 298		

Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	base (6) Electrodo	0.75	0.60 FEXX	de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
	Metal base	0.90	Fy	
SOLDADURAS DE TAPÓN O DE RANURA (4)				
Cortante paralelo a las superficies de falla (en el área efectiva)	Metal base (6) Electrodo	0.75	0.60 FEXX	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la soldadura compatible con el metal base

Fy = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base

Fu = esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del metal base

FEXX = clasificación del electrodo (kg/cm²)

- 1 Para definición de áreas y tamaños efectivos véase art. LVII.5
- 2 Para “soldadura compatible con el metal base” véase art. LVII.3. parte 2.
- 3 Puede utilizarse soldadura cuya resistencia corresponde a una clasificación un nivel más alto (700 kg/cm²) con la soldadura compatible con el metal base.
- 4 Para los distintos tipos de soldaduras véase art. LVII.4.
- 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 este Reglamento que sea aplicable en cada caso particular.

NOTA: LA RESISTENCIA DE DISEÑO ESPECIFICADA EN LA TABLA 30 SE UTILIZARÁ CUANDO SE APLIQUE EL CRITERIO DE RESISTENCIA ÚLTIMA (CRITERIO PLÁSTICO).

PARA EL DISEÑO POR ESFUERZO DE TRABAJO (CRITERIO ELÁSTICO)
SE USARÁN LOS ESFUERZOS INDICADOS EN EL INCISO G DEL ART. VL.1.

ARTÍCULO LVII.7

Si en una junta se combinan dos o más soldaduras de tipos diferentes, 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.

ARTICULO LVII.8

El tamaño efectivo mínimo de la garganta de una soldadura de penetración parcial será el que se indica en la tabla 31. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda del grueso de la parte más delgada, excepto cuando los cálculos de resistencia indiquen que se necesita un tamaño mayor. En este caso debe tenerse especial cuidado para proporcionar un precalentamiento suficiente para obtener una soldadura sana.

ARTICULO LVII.9

a) Tamaño mínimo. Los tamaños mínimos admisibles de soldaduras de filete son los que se muestran en la tabla 32. El tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda del grueso de la parte más delgada, excepto cuando los cálculos indiquen que se necesita un tamaño mayor. En este caso debe tenerse especial cuidado para proporcionar un precalentamiento suficiente para obtener una soldadura sana.

b) Tamaño máximo. El tamaño máximo de las soldaduras de filete calculadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

En los bordes de material de grueso menor de 6.3 mm (1/4"), el grueso del material.

En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6.3 mm (1/4"). el grueso del material menos 1.5 mm (1/16"), 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.

TABLA 31

TAMAÑOS EFECTIVOS DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS DE
PENETRACIÓN PARCIAL.

ESPESOR DE LA MAS GRUESA DE LAS PARTES UNIDAS (mm)	TAMAÑO EFECTIVO MÍNIMO DE LA GARGANTA (mm)
Hasta 6.3 inclusive	3.2
Más de 6.3 hasta 12.7	4.8
Más de 12.7 hasta 19.1	6.3
Más de 19.1 hasta 38.1	7.9
Más de 38.1 hasta 57	9.5
Más de 57 hasta 152	12.7
Más de 152	15.9

TABLA 32

TAMAÑOS MINIMOS DE SOLDADURAS DE FILETE

ESPESOR DE LA MAS GRUESA DE LAS PARTES UNIDAS (mm)	TAMAÑO (1) MÍNIMO DEL FILETE (mm)
Hasta 6.3 inclusive	3.2
Más de 6.3 hasta 12.7	4.8
Más de 12.7 hasta 19.1	6.3
Más de 19.1	7.9

(1) Dimensión de la pierna del filete de soldaduras

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 $1/4$ de su longitud efectiva.

Cuando se usan filetes de soldaduras depositadas 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 20 cm, a menos que se tomen medidas especiales para evitar una flexión transversal excesiva.

d) Soldaduras intermitentes. Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes en los casos en que la resistencia requerida sea 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 de 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 el punto 1 del art. LV.9 y del punto 1 art. LV.10.

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 deben soldarse con cordones, colocados a lo largo del extremo de cada una de las dos partes, excepto en los casos en que la deflexión de las partes traslapadas esté adecuadamente restringida para evitar que la junta se abra.

f) Remates de los cordones de soldaduras de filete. Siempre que sea factible, los cordones de soldaduras de filete que llegan a un extremo de la pieza deben rematarse dando vuelta a la esquina, en forma continua, en una longitud no menor que dos veces el tamaño del filete, con un mínimo de 1 cm.

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 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.

ARTÍCULO LVII.10

Pueden utilizarse para transmitir fuerzas 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 4 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 las 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 extienda hasta el borde de esa parte.

La separación mínima de líneas de soldaduras de ranura en una distancia 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 tapones o ranuras será de 20 cm, a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

Cuando los tapones o ranuras se hagan en material de grueso no mayor de 16 mm (5/8"). deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor de 16 mm (5/8") se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será menor de 16 mm (5/8").

CAPÍTULO LVIII TORNILLOS, BARRAS ROSACADAS Y REMACHES
UTILIZADOS COMO REMACHES)

ARTÍCULO LVIII.1

Los tornillos de alta resistencia que se consideran aquí deben satisfacer los requisitos de alguna de las clasificaciones ASTM-A325 o ASTM-A490.

Todos los tornillos A325 o A490 deben apretarse hasta que haya en ellos una tensión no menor que la indicada en la tabla 33. El apriete puede hacerse con el método de la vuelta de la tuerca, por medio de un indicador directo de tensión o utilizando llaves adecuadamente calibradas.

TABLA 33

TENSIÓN MÍNIMA EN TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA (ton)

Diámetro del tornillo mm (Pulg.)	Tornillos A325	Tornillos A490
12.7 (1/2)	5.4	6.8
15.9 (5/8)	8.6	10.9
19.1 (3/4)	12.7	15.9
22.2 (7/8)	17.7	22.2
25.4 (1)	23.1	29.0
28.6 (1 1/8)	25.4	36.3
31.8 (1 1/4)	32.2	46.3
34.9 (1 3/8)	38.6	54.9
38.1 (1 1/2)	46.7	67.1

ARTÍCULO LVIII.2

El área resistente efectiva al aplastamiento de tornillos, barras roscadas y remaches se calcula multiplicando su diámetro por la longitud de aplastamiento, que es el grueso de la placa en la que están colocados. Si los remaches o tornillos son de cabeza embutida, para calcular la longitud de aplastamiento se resta la mitad de la profundidad de la cabeza.

ARTÍCULO LVIII.3

La resistencia de diseño de tornillos y barras roscadas de una junta bajo cargas de trabajo es igual a la indicada en el inciso f del art. LV.1.

Cuando se utilice el criterio plástico ésta será igual al producto del factor de resistencia FR por el área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada y por la resistencia nominal que corresponde a esa parte del vástago. Los factores de resistencia y las resistencias nominales se dan en la tabla 34. Los tornillos del alta resistencia que trabajen en tensión directa se dimensionarán de manera que su resistencia requerida media, calculada tomando como base el área nominal del tornillo y sin considerar las tensiones producidas al apretarlo, no exceda la resistencia de diseño. La fuerza aplicada en el tornillo será la suma de la producida por las cargas extremas factorizadas más las tensiones que puedan resultar de la acción de palanca ocasionada por la deformación de las partes conectadas.

ARTÍCULO LVIII.4

La resistencia de diseño de un tornillo de una junta que no deba deslizar bajo cargas de trabajo es igual al producto del factor de resistencia $FR = 1.0$ por la resistencia nominal al cortante dada en la tabla 35, en kg/cm^2 , y por el área nominal de la parte no roscada del vástago del tornillo. La resistencia de diseño debe ser igual o mayor que el efecto máximo producido por las cargas de servicio.

Otros elementos componentes de estas juntas se dimensionarán bajo cargas de diseño, siguiendo las recomendaciones aplicables. Cuando se usen agujeros sobredimensionados o alargados, la conexión debe satisfacer también los requisitos del art. LVIII.7.

Cuando un tornillo de una conexión que no debe deslizar bajo cargas de trabajo está sometido a una fuerza de tensión de diseño T_u , la resistencia nominal al cortante de la tabla 34 se multiplica por un factor de reducción igual a $(1 - T_u/T_b)$, donde T_b es la fuerza de prestensión especificada (ver tabla 33).

ARTÍCULO LVIII.5

Los tornillos y remaches sujetos a tensión y cortante combinados se dimensionarán de manera que el esfuerzo de tensión f_t en el área nominal A_b del vástago, producida por cargas de diseño, no exceda el valor calculado con la fórmula de la tabla 36 que sea aplicable en cada caso. El esfuerzo cortante producido por las cargas de diseño, f_v , no debe exceder el valor calculado de acuerdo con el art. LVII.3.

ARTÍCULO LVIII.6

La resistencia de diseño al aplastamiento entre un tornillo o remache a la pieza en que está colocado es $FR R_n$, donde $FR = 0.85$ y

$$R_n = 3 d t F_u$$

d es el diámetro nominal del remache o tornillo, t es el grueso de la parte conectada y F_u su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

TABLA 34

RESISTENCIA DE DISEÑO DE REMACHES, TORNILLOS Y BARRAS ROSCADAS.

ELEMENTOS DE UNION	Resistencia en tensión		Resistencia al cortante en conexiones por aplastamiento	
	Factor de resistencia FR	Resistencia nominal kg/cm ²	Factor de resistencia FR	Resistencia nominal kg/cm ²
Tornillos A307	\	3160 (1)	0.60 (3)	1900 (2)
Tornillos A325, cuando la rosca no esta fuera de los planos de corte		6330	(3)	3800
Tornillos A325, cuando la rosca esta fuera de los planos de core		6330	(3)	5060
Tornillos A490, cuando la rosca no esta fuera de los planos de corte		7900	(3)	4750
Tornillos A490, cuando a rosca esta fuera de los planos de corte	0.75	7900	0.65	6330 (3)
Partes roscadas que satisfacen los requisitos de, cuando la rosca no esta fuera de los planos de corte	(1)	0.56 F_u		0.45 F_u
Partes roscadas que satisfacen los requisitos de,		0.56 F_u		0.60 F_u

cuando la rosca esta fuera de los planos de corte	(1)		
Remaches A502, grado 1, colocados en caliente		3160	2530 (3)
Remaches A502, grados 2 y 3, colocados en caliente		4200	3380 (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 125 cm, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento. La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos y remaches es la de A.S.T.M.

TABLA 35

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE, EN kg/cm², DE TORNILLOS EN CONEXIONES EN LAS QUE EL DESLIZAMIENTO ES CRÍTICO

Tipo de Tornillos	RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE		
	Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos (1)	Agujeros alargados largos (2)
A325	1230	1050	880
A190	1550	1340	1120

1 Para limitaciones en el uso de agujeros sobredimensionados y alargados véase el art. LVIII.7.

TABLA 36

ESFUERZOS DE TENSIÓN MÁXIMOS RESISTENTES, ft, PARA TORNILLOS O REMACHES EN JUNTAS POR APLASTAMIENTO. (kg/cm²)

DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE UNIÓN	LA ROSCA NO ESTA FUERA DE LOS PLANOS DE CORTE	LA ROSCA ESTA FUERA DE LOS PLANOS DE CORTE
TORNILLOS A 307	2740	- $f_v \leq 2110$
	1.3	

TORNILLOS A 325	5980 - 1.8	$f_v \leq 4700$	5980 - 1.4	$f_v \leq 4780$
TORNILLOS A 490	7450 - 1.8	$f_v \leq 4780$	7450 - 1.4	$f_v \leq 4780$
PARTES ROSCADAS				
TORNILLOS A 449 CON DIÁMETRO MAYOR QUE 38.1mm (1 ½)	0.73 Fu - 1.8	$f_v \leq 0.56Fu$	0.73Fu - 1.4	$f_v \leq 0.56 Fu$
REMACHES A 502, Grado 1:	3090 - 1.3	$f_v \leq 2390$		
REMACHES A 502, Grado 2:	4150 - 1.3	$f_v \leq 3160$		

ARTÍCULO LVIII.7

Las disposiciones para tamaños de los agujeros son:

a) En la tabla 37 se indican los tamaños máximos de los agujeros que pueden utilizarse en juntas remachadas a atornilladas. Los agujeros de placa de base de columnas pueden ser mayores si se requiere por las tolerancias admisibles en la colocación de anclas en cimientos de concreto reforzado.

TABLA 37

TAMAÑOS MÁXIMOS DE AGUJEROS PARA REMACHES Y TORNILLOS

(1)

Diámetro nominal del remache o tornillo (d)		diámetro del agujero estandar		diámetro de agujeros sobredimensionados		dimensiones de agujeros alargados cortos (2)		dimensiones de agujeros alargados largos (2)	
mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.
<22.2	$\leq 7/8$	d +1.5	d +	d +4.8	d +	(d + 1.5)	(d + 1/16)	(d + 1.5)	(d + 1/16)
			1/16		3/16	x	x	x	x
						(d + 6.3)	(d + 1/4)	2.5d	2.5d
25.4	1	27.0	17/16	31.8	1 ¼	27.0	17/16	27.0	17/16
						x	x	x	x
						33.3	1.5/16	63.5	2 ½
≥ 28.6	≥ 1 1/8	d + 1.5	d +	d + 7.9	d +	(d + 1.5)	(d + 1/16)	(d + 1.5)	(d + 1/16)
			1/16		5/16	x	x	x	x
						(d + 9.5)	(d + 3/8)	2.5d	2.5d

(1) Los tamaños son nominales

(2) No se permiten en conexiones remachadas.

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 encualquiera o 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 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 dela 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 nomenos 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 carga exterior de las roldanas de placa o de la solera.

ARTÍCULO LVIII.8

Cuando la longitud de agarre o de remaches, o tornillos de acero ASTM-A307, sea mayor que cinco veces su diámetro, su número se aumetará en 1 por ciento por cada 1.5 mm de longitud adicional.

ARTÍCULO LVIII.9

La distancia entre centros de agujeros para remaches o tornillos, sean estandar, sobredimensionados, o alargados, no será menor que tres veces su diámetro nominal (esta distancia puede disminuirse a 2.7 veces el diámetro nominal, en casos excepcionales).

ARTÍCULO LVIII.10

La máxima separación entre remaches o tornillos intermedios colocados en la dirección de las fuerzas en miembros comprimidos formados por placas y otros perfiles no será mayor que $1050/\sqrt{F_y}$, veces el grueso de la placa o perfil más delgado exterior, ni mayor que 30 cm, cuando los remaches o tornillos tienen las mismas posiciones en varias líneas paralelas, ni que $1650/\sqrt{F_y}$ o 45 cm cuando están en tresbolillo; estas separaciones pueden aumentarse en 25 por ciento cuando la placa o perfil es interior. En los extremos, la separación no debe exceder de cuatro veces el diámetro de remache o tornillo, en una longitud igual a 1.5 veces el ancho total del miembro.

La separación entre remaches colocados normalmente a la dirección de las fuerzas de compresión no debe ser mayor de 32 veces el grueso de la placa más delgada.

En miembros en tensión, la separación máxima entre remaches o tornillos, medida en la dirección de las fuerzas, no excederá de 60 cm, excepto cuando se demuestre que una separación mayor no afecta el comportamiento satisfactorio del miembro.

F_y es el esfuerzo de fluencia mínima garantizado del material de la placa o perfil.

La distancia del centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada no será menor que el valor dado en la tabla 38.

TABLA 38

DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE DEL CENTRO DE UN AGUJERO ESTÁNDAR (1) AL BORDE DE LA PARTE CONECTADA.

DIÁMETRO NOMINAL DEL REMACHE O TORNILLO		BORDES CORTADOS CON CIZALLA		BORDES LAMINADOS DE PLACAS O SOLERAS, O BORDES CORTADOS CON SOPLETE (2)	
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 (3)	28.6	1 1/8

25.4	1	44.5	1 3/4 (3)	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
MÁS DE	MÁS DE				
31.8	1 1/4	1.75 x DIÁMETRO		1.25 x	DIÁMETRO

(1) Para agujeros sobredimensionados o alargados los valores de esta tabla se incrementarán en las cantidades C2 dadas en la tabla 39.

(2) Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse en 3 mm (1/8") 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.

(3) Pueden reducirse a 31.8 mm (1/14") en los extremos de ángulos de conexión de vigas.

ARTÍCULO LVIII.12

La distancia máxima del centro de cualquier remache o tornillo al borde más cercano de cualquiera de las partes en las que está colocado será 12 veces el grueso de esa parte, sin exceder de 15 cm.

CAPÍTULO LIX EMPALMES

ARTÍCULO LIX.1

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.

TABLA 39

VALORES DEL INCREMENTO DE DISTANCIA AL BORDE C2

DIÁMETRO NOMINAL DEL TORNILLO, d	AGUJEROS SOBREDIMENSIONADOS	AGUJEROS ALARGADOS	
		PERFENDICULARES AL BORDE	PARALELOS AL BORDE

				CORTOS		LARGOS	
						(1)	
MM	PULG.	MM	PULG.	MM	PULG.		
≤ 22.2	≤ 7/8	1.5	1/16	3.2	1/8		
25.4	1	3.2	1/8	3.2	1/8	0.75d	0
≥ 29.6	≥ 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 37), C2 puede disminuirse en la mitad dela diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero.

CAPÍTULO LX UNIONES CON ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ARTÍCULO LX.1

Para bases de columnas y aplastamiento en concreto ver artículo LVII.11, parte 2.

ARTÍCULO LX.2

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 el capítulo de Estructuras de Concreto.

Las anclas se diseñarán para transmitir las fuerzas cortantes que aparezcan en las bases de las columnas, a menos que 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 de inserto se hará de acuerdo con este Reglamento.

Los pernos y barras que se utilicen como anclas, y qu deban transmitir fuerza de tensión, estarán ahogados en el concreto una longitud suficiente, y/o tendrán placas de anclaje enel extremo, para transmitir las 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.

CAPÍTULO LXI CONEXIONES RÍGIDAS ENTRE VIGAS Y COLUMNAS

ARTÍCULO LXI.1

Las recomendaciones de este capítulo son aplicables al diseño de conexiones entre vigas y columnas en estructuras del tipo 1, señaladas en el capítulo LII.

ARTÍCULO LXI.2

Se da el nombre de conexiones al conjunto de elementos que unen el miembro a la junta; placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, remaches, tornillos.

Junta en la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos, esa zona es la parte de la columna, incluyendo atiesadores horizontales o placas adosadas a su alma, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

ARTÍCULO LXI.3

La resistencia de las conexiones cumplirán con:

I. La resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir 1.25 veces los elementos mecánicos 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 inducir en el tablero del alma de la columna una fuerza cortante igual a $0.8 F_y d$, donde F_y es el refuerzo de fluencia de acero de la columna, “d”, su peralte total y “t” el grueso del alma.

II. La resistencia de una conexión viga-columna se considera adecuada para desarrollar la resistencia de la viga si satisface alguna de las condiciones siguientes:

a) Los patines de la viga están soldados a tope, con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna y el alma de la viga está conectada a la columna, o a una placa vertical soldada a ella, por medio de soldaduras capaces de resistir, como mínimo, el 50 por ciento de la parte del momento plástico de la viga que corresponde al alma. La fuerza cortante en la viga se transmite a la columna por medio de soldadura adicional o con tornillos de alta resistencia que trabajen por fricción, colocados en el alma de la viga.

b) el módulo de sección plástico de los patines de la viga es mayor que el 70 por ciento del módulo de sección plástico de la sección completa. Los patines de la viga están soldados a tope, con soldaduras de penetración completa, a los patines de la columna, y el alma está conectada a la columna por medio de soldaduras o tornillos de alta resistencia que transmiten la fuerza cortante total.

c) La conexión hecha con soldadura o tornillos de alta resistencia, tiene características diferentes de las indicadas en a) o b), pero se ha demostrado, por medios analíticos o experimentales, que posee la resistencia requerida. Cuando la demostración se haga analíticamente, en los cálculos no debe suponerse que las soldaduras y los tornillos contribuyen a transmitir la misma fuerza entre elementos conectados.

Cuando se empleen aceros cuyo esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión sea menor que 1.5 veces el esfuerzo de fluencia mínima especificado, no se permitirá que se formen articulaciones plásticas en zonas en las que se haya reducido en el área de los patines de la viga, como sucede, por ejemplo, cuando hay en ellos agujeros para tornillos. Las conexiones atornilladas de placas de patín de junta viga-columna deben tener relaciones A_n / A_g iguales o mayores que $1.2 F_y / F_u$.

Cuando las vigas se conecten al alma de las columnas será necesario que éstas reciban también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que llegan al alma de las columnas se conectarán, en sus dos patines, por medio de placas

horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna, y que estén al mismo nivel de los patines o las placas horizontales de conexión de la viga o vigas que se apoyan a los patines de la columna. Cuando la columna reciba una sola viga por alma, el otro lado de ésta deberá rigidizarse adecuadamente.

CAPÍTULO LXII ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

ARTÍCULO LXII.1

Se proporciona 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 límites de servicio se incluyen en los títulos A, B y C parte 2 de este Reglamento. Los valores de los parámetros que asegurarán un comportamiento adecuado desde en punto de vista de servicio, como pueden ser flechas máximas o periodos de vibración, deben escogerse teniendo en cuenta el uso que se dará a la estructura.

Los estados límites de servicio se revisan utilizando las cargas de servicio, o de trabajo, que corresponden a cada uno de ellos.

ARTÍCULO LXII.2

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 contra flecha en los dibujos de detalle de vigas o armaduras, éstas se fabricarán y montarán de manera que las pequeñas contra flechas debidas a laminado o a armado en el taller queden hacia arriba, en la estructura montada.

ARTÍCULO LXII.3

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.

ARTÍCULO LXII.4

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 artículo XII.2 parte 2 de este Reglamento, se proporcionan algunos de estos valores máximos.

b) Vibraciones

Las vigas y trabes se 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.

Los equipos mecánicos que puedan producir vibraciones objetables deben aislarse de la estructura de una manera adecuada para la transmisión de la vibración 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, producidos por fuerzas sísmicas o 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 artículo XII.2 parte 2, así como lo que se establece en el diseño por sismo del título I.

ARTÍCULO LXII.5

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.

Se tomarán precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, humos, vapores industriales u otros agentes altamente corrosivos.

ARTÍCULO LXII.6

Las estructuras deberán protegerse contra el fuego, para evitar pérdidas de resistencia ocasionadas por altas temperaturas. El tipo y las propiedades de la protección utilizaba 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.

CAPÍTULO LXIII EFECTOS DE CARGAS VARIABLES REPETIDAS (FATIGA)

ARTÍCULO LXIII.1

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 solo pequeñas fluctuaciones en los valores de los esfuerzos. Las cargas de diseño por viento o por sismo, son pocas 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 cargas que puedan ocasionar fallas por fatiga.

En general, el diseño de elementos estructurales y conexiones que quedarán sometidos a la acción de las cargas variables, debe hacerse de manera que se tenga un factor de seguridad adecuado contra la posibilidad de falla por fatiga.

CAPÍTULO LXIV FALLA FRÁGIL

ARTÍCULO LXIV.1

Los procedimientos de diseño de estas normas son válidos para acero y elementos estructurales que tengan un comportamiento dúctil: por tanto, deberán evitarse todas aquellas condiciones que puedan ocasionar una falla frágil, tales como el empleo de acero 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 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, pocos 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. o la estructura se diseñará de manera que los esfuerzos que se presenten en las zonas críticas sean suficientemente bajos para evitar propagación de las grietas que caracterizan las fallas frágiles.

CAPÍTULO LXV

ARTÍCULO LXV.1

En el diseño de estructuras formadas por metales que no sean acero se procederá de manera que la estructura terminada presente características por lo menos tan satisfactorias como una de acero que cumpla los requisitos de este Reglamento en lo que respecta a estabilidad, deformaciones permisibles y durabilidad. Para ello se tomarán en cuenta las características propias del material en cuestión, relativas a:

Curva esfuerzo-deformación.

Efectos de cargas de larga duración.

Efectos de repetición de cargas.

Ductilidad y sensibilidad a concentraciones de esfuerzos.

Efectos de soldadura en caso de emplearla.

Posibilidad de corrosión.

CAPÍTULO LXVI EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

ARTÍCULO LXVI.1

La fabricación y el montaje de las estructuras se basarán en dibujos de taller y de montaje, preparatorios de antemano, en los que se proporcionará toda la información necesaria para la fabricación de los elementos que la componen, incluyendo la posición, tipo y tamaño de todas las soldaduras, tornillos y remaches. Se distinguirán claramente los elementos de conexión que se colocarán en taller de los que se pondrán en 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.

ARTÍCULO LXVI.2

Se deberá considerar las siguientes especificaciones para fabricación:

a) Enderezado

Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos.

ARTÍCULO LXVI.2

Se deberá considerar las siguientes especificaciones para fabricación:

a) Enderezado

Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que 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 650°C.

b) 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 15 mm, para proporcionar una transición continua y suave. Si se requiere un controno 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.

c) Estructuras soldadas

1. Preparación del material

Las superficies que vayan a soldarse 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 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. Siempre que sea posible, la preparación de

bordes por medio de soplete oxiacetilénico se efectuará con sopletes guiados mecánicamente.

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 en 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 fallas en el aliniamiento mayor que 1/10 del grueso de la parte más delgada o 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 deberán limpiarse y fundirse completamente con la soldadura definitiva o, de no ser así, deberán removerse 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 la soldaduras que eliminen distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de construcción. Cuando sea imposible 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, deben hacerse las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí.

3. Soldaduras de penetración completa

En placas o tope de grueso no mayor de 8 mm puede lograrse penetración completa depositando la soldadura por ambos lados, en posición plana, dejando entre las dos placas una holgura no menor que la mitad del grueso de la placa más delgada, y sin preparar sus bordes.

En todos los demás casos 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.

Cuando se use placa de respaldo de material igual al metal base, debe quedar fundida con la primer capa de metal de aportación. 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.

4. Pre calentamiento

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe presentarse a la temperatura indicada en la tabla 40

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.

Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 0°C debe precalentarse debe precalentarse a 20°C como mínimo, o a la temperatura indicada en la tabla 40 si ésta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aun puntos para armado. Todo el metal base situado a no más de 7.5 cm de distancia de la soldadura, ambos lados y delante de ella, debe calentarse a la temperatura especificada, la que debe mantenerse como temperatura mínima durante el proceso de colocación del meta; de aportación.

TABLA 40

TEMPERATURA MINIMA DE PRECALENTAMIENTO, EN °C.

Grueso máximo del metal base en el punto de colocación de la soldadura (mm.)

PROCESO DE SOLDADURA

	Arco eléctrico con electrodo recubierto que no sea de bajo contenido de hidrógeno. Aceros DGN B254 1968, DGN B38-1968 y DGN B99-1972	Arco eléctrico con electrodo recubierto de bajo contenido de hidrógeno, arco eléctrico protegido con gases inertes. Aceros DGN B38-1968 y DGN B99-1972
Hasta 19 inclusive	Ninguna	Ninguna
Más de 19 a 38, inclusive	70	25
Más de 38 a 64, inclusive	110	70
Más de 64	150	110

5. Inspección

Antes de depositar la soldadura deben revisarse los bordes de las piezas en las que se colocará, para cercionarse de que los biseles, holguras, etc., son correctos y están de acuerdo con los planos.

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 socavación 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 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 dos centímetros de grueso y en un porcentaje elevado de las soldaduras efectuadas sobre cabeza.

d) Estructuras remachadas o atornilladas

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 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 costra 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 aceites, 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.

A todos los tornillos A325 y A490 se les dará una tensión de apriete no menor que la indicada en la tabla 36. Esa tensión se dará por el método de la vuelta de la tuerca o se revisará por medio de un indicador directo de tensión. 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 2800 kg/cm²; en ese caso se colocarán roldanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

2. Colocación y remaches y tornillos ordinarios A307

Los remaches deben colocarse por medio de remachadoras de compresión u operadoras 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, 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.

Antes de colocar los remaches o tornillos se revisará 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.

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 no excederán las indicadas en la tabla 41. La dimensión nominal se define como el agujero producido por un punzón, taladro, o escariador del tamaño indicado para el agujero.

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 sobredimensionados y los alargados están prohibidos en conexiones remachadas.

TABLA 41

DIMENSIONES NOMINALES DE LOS AGUJEROS

Diámetro del tornillo		Estandar (Diám)		Sobredimensionados (Diám)		Alargados cortos (Ancho x Long.)		Alargados largos (Ancho X Long.)	
mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.	Pulg.	mm	mm	Pulg.
12.7	1/2	14.3	9/16	15.9	5/8	9/16x	14.3x	14.3x	9/16x
						11/16	17.5	31.8	1-1/4
15.9	5/8	17.5	11/16	20.6	18/16	11/16x	17.5x	17.5x	11/16x
						7/8	22.2	39.7	1-9/16
19.0	3/4	20.6	13/16	23.8	15/16	3/16x	20.6x	20.6x	13/16x
						1	25.4	47.6	1-7/8
22.2	7/8	23.8	15/16	27.0	1-1/16	15/16x	23.8x	23.8x	15/16x
						1-3/8	28.6	25.6	2-3/16
25.4	1	27.0	1+	31.8	1-1/4	1-1/16x	27.0x	27.0x	1-1/16x
			1/10			1-5/16	33.3	63.5	2-1/2
≥	≥1+	D+	D+	D+	D+	(D+	(D+1.5)	(D+1.5)	(D+1/10)
28.6	1/8	1.5	1/10	7.9	5/16	1/16)x	x	x	x

(D+3/8) (D+9.5) (2.5D) (2.5D)

Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos más tres milímetros (1/8”), pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor, y después rimarse, cuando el material es más grueso. El dado para todos los agujeros subponzonados, y el taladro para los subtaladrados, debe ser cuando menos 1.5. mm (1/16”) menor que el diámetro nominal del remache o tornillo.

No se permite el uso de botador para agrandar agujeros, ni el empleo de soplete para hacerlos.

Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las placas de conexiones diseñadas para trabajar por fricción, pero no deben usarse en conexiones por aplastamiento. Se colocarán roldanas endurecidas cuando haya agujeros sobredimensionados en las placas exteriores.

Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las placas de conexiones diseñadas para trabajar por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier orientación, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser normal a la dirección de la carga. Se colocarán roldanas, que serán endurecidas cuando se usen tornillos de alta resistencia, cuando los agujeros alargados cortos estén en una placa exterior.

Los agujeros alargados largos solo pueden usarse en una de las dos partes que están en contacto en cada superficie de falla individual, tanto en conexiones por fricción como por aplastamiento.

Los agujeros pueden tener cualquier orientación en conexiones por fricción, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser normal a la dirección de la carga. Cuando se usen agujeros alargados largos en una placa exterior, deben colocarse roldanas de placa, o una barra continua con agujero estándar, que tenga un tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados. En conexiones con tornillos de alta resistencia, esas roldanas de placa o barras continuas tendrán un grueso no menor de 8 mm, y serán de material de grado estructural, no endurecido. Sí, de acuerdo con las normas, se requiere usar roldanas endurecidas con los tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la roldana de placa o la barra.

e) Tolerancias en las dimensiones

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torseduras 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 discrepancia máxima, con respecto a la longitud teórica que se permite en miembros que tenga 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.

f) Acabado de bases de columnas

Las bases de columnas y las placas de base cumplirán los requisitos siguientes:

1 No es necesario cepillar las placas de base de grueso no mayor de 51 mm (2”), siempre que se obtenga un contacto satisfactorio. Las placas de grueso comprendido entre más de 51 mm (2”) y 102 mm (4”) pueden enderezarse por medio de prensas o, sino se cuenta con las prensas adecuadas, pueden cepillarse todas las superficies necesarias para obtener un contacto satisfactorio (con las excepciones indicadas en los puntos 2 y 3 de este inciso). Si el grueso de las placas es mayor que 102 mm (4”) se cepillarán las superficies en contacto, excepto en los casos que se indican en los puntos 2 y 3 de este inciso.

2 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 cimentación.

3 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.

g) 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 soldaduras, 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 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 un periodo 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 5 cm 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 para ellas.

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.

ARTICULO LXVI.3

Las disposiciones aplicables a montaje son:

a) 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.

b) 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 discrepancia, en planta o en elevación, con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

c) Conexiones provisionales

Durante el montaje los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente o ligarse entre si por medio de tornillos, pernos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en este Reglamento, 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 para resistir los efectos mencionados.

d) 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 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:

1. 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.

2 El desplazamiento del eje de columnas exteriores 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 terminar las separaciones entre edificios adyacente indicadas en el art. XIV.3 parte 2 de este Reglamento.

e) 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.

f) 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 rellenarse con láminas de acero de grueso constante. Las láminas de relleno pueden ser de acero dulce, cualquiera que sea el tipo del material principal.

TITULO G

ESTRUCTURAS DE MADERA

NOTACIÓN: Los símbolos también se definen al aparecer en el texto

A área total de la sección, cm^2

Aa área de la superficie de apoyo por aplastamiento, cm^2

Al superficie de apoyo de la pija igual a Dip, mm^2

Am área bruta de elemento principal, cm^2

An área neta del elemento igual a Am menos el área proyectada del material eliminado para conectores, cm^2

As suma de las áreas brutas de las piezas laterales, cm^2

Al área efectiva de la sección transversal de las chapas en la dirección considerada, cm^2

- b ancho de la sección transversal, cm
- C factor para obtener valores efectivos de propiedades de madera contrachapada
- Ck factor de esbeltez crítico
- Cm factor de corrección por condición de apoyo para la determinación del momento amplificado
- Cs factor de esbeltez
- D diámetro del conector, mm
- Do diámetro o lado de la rondana, mm
- d peralte de la sección, cm
- de peralte efectivo para determinación de la resistencia a cortante de un miembro con conectores
- dr profundidad del recorte
- Eo.05 módulo de elasticidad correspondiente al 5o. percentil, kg/cm²
- Eo.50 módulo de elasticidad promedio, kg/cm²
- e excentricidad por encurvadura, cm
- er longitud del recorte medido paralelamente a la viga desde el paño interior del apoyo más cercano hasta el extremo más alejado del recorte, cm
- FR factor de reducción de resistencia
- fcu valor modificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra, kg/cm²

f_{fu}	valor modificado de esfuerzo en flexión, kg/cm^2
f_{nu}	valor modificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra kg/cm^2
f_{vgu}	valor modificado de esfuerzo a través del grosor, kg/cm^2
f_{vu}	valor modificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, kg/cm^2
f_y	esfuerzo de fluencia en el acero del elemento considerado, kg/cm^2
f'_{cu}	valor especificado de esfuerzo en compresión paralelo a la fibra, kg/cm^2
f'_{fu}	valor especificado de esfuerzo en flexión, kg/cm^2
f'_{nu}	valor especificado de esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra, kg/cm^2
f'_{tu}	valor especificado de esfuerzo en tensión paralelo a la fibra kg/cm^2
f'_{vgu}	valor especificado de esfuerzo cortante a través del grosor, kg/cm^2
f'_{vu}	valor especificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, kg/cm^2
$G_{0.50}$	módulo de rigidez promedio, kg/cm^2
I	momento de inercia de la sección, 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

- Jg factor de modificación por grupos de conectores para pernos y pijas
- Jgc factor de modificación por grosor de piezas laterales en clavos
- Jgp factor de modificación por grosor de piezas laterales en pijas
- Jh factor de modificación por contenido de humedad para uniones
- Jm factor de modificación por momento en los apoyos de armaduras
- Jn factor de modificación por carga perpendicular a la fibra en pijas
- Jp factor de modificación para clavos hincados paralelamente a la fibra
- Ka factor de modificación por tamaño de la superficie de apoyo
- Kc factor de modificación por compartición de carga para sistemas de piso
- Kcl factor de modificación por clasificación para madera maciza de coníferas
- Kd factor de modificación por duración de carga para dimensionamiento de secciones
- Kn factor de modificación de humedad para dimensionamiento de secciones
- Kp factor de modificación por peralte
- Kr factor de modificación por recorte
- k factor para determinar la longitud efectiva de columnas
- L longitud del claro
- Le longitud efectiva de pandeo, cm

- Lu longitud sin soporte lateral para columnas y vigas, cm
- l longitud del clavo, mm
- lp longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta, mm
- Mc momento amplificado que corresponde a la carga axial actuando conjuntamente con Mo, Kg-cm
- Mo máximo momento sin amplificar que actúa sobre el miembro, kg-cm
- Mp resistencia a flexión del diseño por cargas perpendiculares al plano de una placa de madera contrachapada, kg-cm
- MQ resistencia de diseño de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano, kg-cm
- MR resistencia de diseño de miembros sujetos a flexión, kg-cm
- Mu momento último actuante de diseño en miembros sujetos a cargas transversales, kg-cm
- MxR resistencia de diseño a momento respecto al eje x, kg-cm
- MyR Resistencia de diseño a momento respecto al eje y, kg-cm
- Mxua momento amplificado respecto al eje x, kg-cm
- Myua momento amplificado respecto al eje y, kg-cm
- M1, M2 momentos actuantes en los extremos de columnas, kg-cm
- NR resistencia de diseño de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra o normal al plano de placas contrachapadas, kg

N_{Ro} resistencia a compresión de diseño sobre un plano con un ángulo o respecto a las fibras, kg

N_{ru} resistencia lateral de diseño de una unión, kg

N_u resistencia lateral modificada por elementos de unión

N'_u resistencia lateral especificada por elementos de unión, kg

n número de elementos de unión

n_p número de plano de cortante

P_o carga crítica de pandeo, kg

P_{pu} resistencia lateral modificada por elemento unión para cargas paralelas a la fibra, kg

P_R resistencia a compresión de diseño de un elemento, kg

P_{re} resistencia a la extracción de un grupo de pijas hincadas perpendiculares a la fibra, kg

P_{ru} resistencia lateral de diseño de una unión para cargas paralelas a la fibra, kg

P_u carga axial última de diseño que actúa sobre un elemento, kg

P'_{pu} resistencia especificada por elementos de unión para cargas paralelas a la fibra, kg

Q factor de comportamiento sísmico

Q_{pu} resistencia modificada por elementos de unión para cargas perpendiculares a la fibra, kg

Qru resistencia lateral de diseño para cargas perpendiculares a la fibra kg

Q'pu resistencia especificada por elementos de unión para cargas perpendiculares a la fibra, kg

r radio de giro mínimo de la sección, cm

S módulo de sección, cm

Sl módulo de sección efectivo en la dirección considerada, cm

TR resistencia de diseño a tensión de un miembro, kg

Tu carga de tensión última actuando sobre el elemento, kg

t grosor neto de la placa de madera contrachapada, mm

te grosor efectivo de la placa de madera contrachapada, cm

to grosor de la rondana, mm

tl grosor de la pieza lateral del lado de la cabeza del elemento de unión, cm

VR resistencia a cortante de diseño, kg

Vrl resistencia a cortante de diseño en el plano de las chapas para madera contrachapada sujeta a flexión. kg

VR2 resistencia a cortante de diseño a través del grosor en placas de madera contrachapada, kg

Ye resistencia en extracción modificada para pijas, kg/mm²

Yu resistencia lateral modificada para carga paralelas a la fibra en pijas, kg/mm

$Y'e$ resistencia en extracción especificada para pijas, kg/mm^2

$Y'u$ resistencia lateral especificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, kg/mm^2

τ densidad relativa igual a peso anhidro/volumen verde

δ factor de amplificación de momentos a flexo-compresión

Θ ángulo formado entre la dirección de la carga y la dirección de la fibra

$\emptyset$ factor de estabilidad lateral

CAPÍTULO LXVII CONSIDERACIONES GENERALES

ARTÍCULO LXVII.1

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, τ sea igual o superior a 0.35, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efecto del presente Reglamento, las maderas usuales en la construcción de clasifican en coníferas y latifoliadas.

Los proyectos de elementos estructurales de modalidades de la madera no cubiertas por este Reglamento, tales como la madera laminada encolada, latifoliada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por la Secretaría.

ARTÍCULO LXVII.2

Para que sean aplicables los valores de diseño propuestos en este Reglamento, las maderas de coníferas deberán clasificarse de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-c-239-1985 (ref-1) "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales", la cual establece dos clases de madera estructural, A y B.

Otros métodos de clasificación deberán ser aprobados por la Secretaría.

ARTÍCULO LXVII.3

Para efectos de dimensionamiento se utilizarán con preferencia las secciones especificadas en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-224-1983 (ref 2) “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.

ARTÍCULO LXVII.4

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 menor o igual a 18 ± 2 por ciento, y húmeda, a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor. El valor admisible se limita a 50 por ciento.

CAPÍTULO LXVIII PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

ARTÍCULO LXVIII.1

El diseño de elementos de madera y de los dispositivos de unión requeridos para formar estructuras se llevará a cabo según los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad y comportamiento en condiciones de servicio.

En el diseño por métodos análticos las acciones internas se determinarán considerando que los elementos estructurales y las estructuras tienen un comportamiento lineal elástico.

ARTÍCULO LXVIII.2

La tabla 42 proporciona valores especificados de resistencia y rigidez para madera de coníferas, para las clases estructurales A y B. La tabla 43 contiene valores especificados de resistencia y rigidez para madera contrachapada de especies coníferas. Los valores de las dos tablas corresponden a condición seca.

TABLA 42

VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIA Y MÓDULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

		C L A S E	
		A	B
Flexión	f 'fu	170	100
Tensión paralela a la fibra	f 'tu	115	70
Compresión paralela a la fibra	f 'cu	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f 'nu	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f 'vu	15	15
Módulo de elasticidad promedio	Eo.50	100 000	80 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil.	Eo.05	65 000	50 000

TABLA 43

VALORES ESPECIFICOS DE RESISTENCIA, MODULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE RIGIDEZ DE MADERA CONTRACHAPADA DE ESPECIES CONIFERAS. (kg/cm²)

Flexión	f 'fu	190
Tensión	f 'tu	140

Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	f 'tu	90
Compresión		
En el plano de las chapas	f 'cu	160
Perpendicular al plano de las chapas	f 'nu	25
Cortante		
A través del grosor	f 'vu	20
En el plano de las chapas	f 'ru	5
Módulo de elasticidad promedio	Eo.50	105 000
Módulo de rigidez promedio	Go.50	5 000

ARTÍCULO LXVIII.3

La tabla 44 indica los factores de reducción de resistencia para madera maciza y madera contrachapada. Los factores de reducción de resistencia correspondiente a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

ARTÍCULO LXVIII.4

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 del elemento de unión el valor modificado que resulta de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según lo siguiente:

TABLA 44

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA, FR

ACCION	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 de espesor y en el plano de		

las chapas

0.7

0.7

- FACTORES DE MODIFICACIÓN PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA

Kh factor por contenido de humedad (tabla 45).

Kd factor por duración de carga (tabla 46).

Ke factor por compartición de carga igual a 1.15.

Aplicable en sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 61 cm centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente.

Kp factor por peralte (tabla 47). Aplicable a secciones que tengan un peralte d, menor o igual a 140 mm.

Kc1 factor por clasificación (madera maciza de coníferas únicamente) (tabla 48).

Kv factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante (art. LXX.4).

Kr factor por recorte (art. LXX.4).

Ka factor por tamaño de la superficie de apoyo (tabla 49)

TABLA 45

FACTORES DE MODIFICACIÓN POR HUMEDAD (APLICABLES CUANDO $CH \geq 18 \% \pm 2 \%$), Kh

CONCEPTO	Kh
Madera maciza de coníferas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Madera contrachapada	
Flexión, tensión, compresión paralela y perpendicular a la cara, cortante a través del grosor y el plano de las	0.80

chapas	
Módulos de elasticidad y rigidez.	0.85

TABLA 46

FACTORES DE MODIFICACIÓN POR DURACIÓN DE CARGA
(APLICABLES PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA) (1), kd

CONDICIONES DE CARGA	Kd
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
Cargas muertas más carga viva más impacto	1.60

(1) No son aplicables a los módulos de elasticidad.

TABLA 47

FACTORES DE MODIFICACIÓN POR PERALTE (APLICABLES A
SECCIONES QUE TENGAN UN PERALTE, d. MENOR O IGUAL A 140 mm), Kp

CONCEPTO	Kp
Flexión	1.25
Tensión y compresión paralela a la fibra	1.15
Módulo de elasticidad	1.10
Todo los demás casos	1.00

TABLA 48

FACTORES DE MODIFICACION POR CLASIFICACION PARA MADERA
MACIZA DE CONÍFERAS, KclRegla de clasificación
(Según NOM-C-239-1985)

	Kcl
(I) para valores especificados de resistencia	
Regla general (1)	0.80
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.25
(II) Para valores de módulo de elasticidad	
Regla general (1)	0.90
Reglas especiales (2)	1.15

(1) Aplicable a cualquier sección transversal especificada en la NOM-C-224-1983

(2) Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm de grosor y las de 87 x 87 mm y 87 x 190 mm

(3) Aplicables a secciones transversales a 38 mm de grosor únicamente.

TABLA 49

FACTORES DE MODIFICACIÓN POR TAMAÑO DE LA SUPERFICIE DE
APOYO, Ka

Longitud de apoyo o diámetro de rondana (cm)	1.5 o menor	2.5	4.0	5.0	7.5	10.0	15.0 o más
Ka	1.80	1.40	1.25	1.20	1.15	1.10	1.00

Nota: Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de de apoyo diste por lomenos 8 cm del extremo del miembro

- FACTORES DE MODIFICACIÓN PARA UNIONES

Jh factor por contenido de humedad (tabla 50)

Jg factor por hilera de elementos para pernos y pijas (tabla 51)

Jd factor por duración de cargas (tabla 52)

Jgp factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (tabla 57)

Jgc factor por grosor de piezas laterales en clavos (tabla 54)

Ja factor para clavos lanceros (55)

Jp factor para clavos hincados paralelamente al fibra = 0.6

Jn factor por carga perpendicular a la fibra en pijas (tabla 56)

Jdp factor por doblado de la punta en clavos (tabla 57)

Jdi factor para clavos para diafragmas = 1.3

TABLA 50

FACTOR DE MODIFICACIÓN POR CONTENIDO DE HUMEDAD, Jh.

Condición de la madera cuando se fabrica la junta	SECA		HÚMEDA	
	CH < 18%	± 2%	CH > 18%	± 2%
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	1.0	0.67	0.4	0.27
Clavos	1.0	0.67	0.8	0.67

TABLA 51

FACTOR DE MODIFICACIÓN POR GRUPO DE CONECTORES PARA PERNOS Y PIJAS, Jg

Relación de áreas	Para piezas laterales de madera							
	La menor de Am o Au (cm ²)	Número de conectores en una hilera						
		2	3	4	5	6	7	8

0.5	80	1.00	0.92	0.84	0.76	0.68	0.61	0.55
	80-180	1.00	0.95	0.88	0.82	0.75	0.68	0.62
	180-420	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.83	0.79
	> 420	1.00	1.00	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85
1.0	90	1.00	0.97	0.92	0.85	0.78	0.71	0.65
	80-180	1.00	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72
	180-420	1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.89	0.85
	> 420	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.93	0.91
Am		Para piezas laterales metálicas						
	160- 260	1.00	0.94	0.87	0.80	0.73	0.67	0.61
	200- 420	1.00	0.95	0.89	0.82	0.75	0.69	0.63
	420- 760	1.00	0.97	0.93	0.88	0.82	0.77	0.71
	760-1300	1.00	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81
	> 1300	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87

Am área bruta del miembro principal (cm²)

As suma de las áreas brutas de los miembros laterales (cm²)

Relación de áreas Am/As o As/Am la que resulte menor Interpolar para valores intermedios.

TABLA 52

FACTOR DE MODIFICACIÓN POR DURACIÓN DE CARGA, Jd

CONDICIÓN DE CARGA	Jd
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 ≥ 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

TABLA 53

FACTOR DE MODIFICACIÓN POR CROSOR DE PIEZAS LATERALES DE MADERA Y METÁLICAS PARA PERNOS Y PIJAS. Jgp

Para piezas laterales de madera en pijas*	≥ 3.5 D	1.00
Para piezas	2.0 D	0.60

metálicas enpernos y pijas 1.50

D diámetro de la pija
* Para valores intermedios de grosor de piezas laterales hacer una interpolación lineal.

TABLA 54

FACTOR DE MODIFICACIÓN POR GROSOR DE PIEZAS LATERALES DE MADERA PARA CLAVOS, J_{gc}

Grosor de la pieza lateral*	J_{gc}
1/3	1.00
1/6	0.50

1 longitud del clavo
* Para valores intermedios de grosor de piezas laterales hacer una interpolación lineal.

TABLA 55

FACTOR DE MODIFICACIÓN PARA CLAVOS LANCEROS, J_a

CONDICIÓN DE CARGA	J_a
Clavo lancero	0.80
Clavo normal	1.00

TABLA 56

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 57

FACTOR DE MODIFICACIÓN POR DOBLADO DE LA PUNTA DE CLAVOS, J_{dp}

Cortante simple	1.6
Cortante doble*	2.0

* Las piezas laterales deberán tener un grosor cuando menos igual a la mitad del grosor de la pieza central.

ARTÍCULO LXVIII.5

De acuerdo con el artículo LXXXV.6 “Factor de Comportamiento Sísmico” del título I parte 2 de este Reglamento, 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:

Q= 3.0 para diagragmas contruidos con madera contrachapada, diseñados de acuerdo con lo indicado en los capítulos LXX y LXXII de este título.

Q= 2.0 para diafragmas contruidos con duelas inclinadas y para sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales y verticales combinados con elementos diagonales de madera maciza.

Q= 1.5 para marcos y armadura de madera maciza.

Para estructuras de madera del grupo B podrá utilizarse el método simplificado de análisis indicado en el artículo LXXXV.9 para Diseño por Sismos con los coeficientes sísmicos reducidos de la tabla 76 tomando los valores correspondientes a muros de piezas macizas para los diafragmas contruidos con madera contrachapada y los correspondientes a muros de piezas para los diafragmas contruidos 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 LXXXVI del título I de análisis sísmico).

ARTÍCULO LXVIII.6

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.

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.

CAPÍTULO LXIX RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA

SECCIÓN LXIX.I MIEMBROS EN TENSIÓN

ARTÍCULO LXIX.I.1

La resistencia de diseño, TR, de miembros sujetos a tensión paralela a la fibra se obtendrá por medio de la expresión

$$TR = FR \cdot f_{tu} \cdot A_n \quad \text{Ec.(145)}$$

donde: FR factor de reducción de resistencia =0.7, de la tabla 44

$$f_{tu} = f'_{tu} \cdot K_h \cdot K_d \cdot K_c \cdot K_p \cdot K_{cl}$$

A_n área neta

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 perforaciones en líneas paralelas y ubicación alternada para pernos y/o pijas se considerarán en la sección crítica analizada los taladros adyacentes cuya separación sea, igual o menor que ocho diámetros.

SECCIÓN LXIX.II MIEMBROS BAJO CARGAS TRANSVERSALES

ARTÍCULO LXIX.II.1

Los requisitos generales para miembros bajo cargas transversales son:

I) CLARO DE CÁLCULO

Para vigas simplemente apoyados 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 LXIX.V, parte 2. En vigas continuas, el claro de cálculo se medirá desde los centros de los apoyos continuos.

II) 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 máxima de recortes alejados de los apoyos será un tercio del peralte.

ARTÍCULO LXIX.II.1

La resistencia de diseño, MR, de miembros sujetos a flexión se obtendrá por medio de la expresión

$$MR = FR \cdot f_{fu} \cdot S \cdot \phi \quad \text{Ec. (146)}$$

donde: FR factor de reducción de resistencia = 0.8 de la tabla 44

ϕ factor de estabilidad lateral

$$ff_u = f'_{fu} K_h K_d K_e K_p K_{cl}$$

S módulo de sección

ARTÍCULO LXIX.II.2

Para la estabilidad lateral considerar:

- 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 este artículo, excepto en los casos en que se cumplan las condiciones dadas con la tabla 57, cuando puede tomarse la unidad como valor de ϕ . Las reglas de los incisos siguientes son aplicables a miembros sujetos a flexión simple como a flexo-compresión.

- CÁLCULO DEL FACTOR DE ESTABILIDAD LATERAL ϕ

LONGITUD SIN SOPORTE LATERAL, L_u

Cuando no existan soportes laterales intermedios, la longitud sin soportes laterales, L_u , se tomará como la distancia entre apoyos; en voladizos, se tomará como su longitud.

Cuando existan viguetas perpendiculares a la viga, conectadas a ésta de manera que impida 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. (Ver tabla 57).

FACTOR DE ESBELTEZ

El factor de esbeltez, C_s , se terminará, con la expresión

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u d}{b^2}} \quad \text{Ec. (147)}$$

DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE ESTABILIDAD LATERAL, ϕ

El valor del factor de estabilidad lateral, ϕ , se determinará como sigue:

a) Cuando $C_s \leq 6$ el valor de ϕ se tomará igual a la unidad.

b) Cuando $6 < C_s \leq C_k$, el valor de ϕ se determinará con la expresión

$$\phi = 1 - 0.3 \quad C_s / C_k \quad \text{Ec. (148)}$$

donde

$$C_k = \sqrt{(E_o.05 / ff_u)} \quad \text{Ec. (149)}$$

c) Cuando $C_s > C_k$ el valor de ϕ , se determinará con la expresión

$$\phi = 0.7 (C_k/C_s)^2 \quad \text{Ec. (150)}$$

No se admitirán vigas cuyo factor de esbeltez, C_s , sea superior a 30.

TABLA 57

RELACIONES d/b MÁXIMAS ADMISIBLES PARA LAS CUALES PUEDE TOMARSE $\phi = 1$

(En todos los casos deberá existir soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de la viga)

CONDICIÓN DE SOPORTE LATERAL		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 viguetas o tirantes	5.0
c)	Cuando la cara de compresión del miembro se mantenga soportada lateralmente por medio de una cubierta de madera contrachapada o duela, o por medio de viguetas con espaciamientos ≤ 61 cm	6.5
d)	Cuando se cumplan las condiciones de c) y demás exista bloqueo o arriostramiento lateral a distancias no superiores a $8d$	7.5
e)	Cuando tanto la cara de compresión como la de tensión se mantengan eficazmente soportadas lateralmente	9.0

ARTÍCULO LXIX.II.4

Disposiciones para resistencia a cortante:

- SECCIÓN CRÍTICA

La sección crítica para cortante de vigas se tomará a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga.

- 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

$$V_R = \frac{F_R f_{vu} b d}{1.5} \quad \text{Ec.(151)}$$

donde: F_R factor reducción de resistencia = 0.7, de la tabla 45

$$f_{vu} = f'_c K_h K_d K_c K_r K_v$$

Podrá considerarse $K_v = 2$ en los siguientes casos:

- a) En las secciones críticas de apoyos continuos
- b) En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga.

En todos los demás casos $K_v = 1$.

- FACTOR DE RECORTE, K_r

El factor de recorte K_r , se calculará de acuerdo con las siguientes expresiones:

- a) Recorte en el apoyo en la cara de tensión

$$K_r = 1 - d_r/d \quad \text{Ec.(152)}$$

- b) Recorte en el apoyo en la cara de compresión y $e_r > d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r}{d} \quad \text{Ec.(153)}$$

- c) Recorte en el apoyo en la cara de compresión cuando $e_r \geq d$.

$$K_r = 1 - \frac{d_r - e_r}{d} \quad \text{Ec.(154)}$$

$$d \text{ (d - d dr)}$$

SECCIÓN LXIX.III MIEMBROS SUJETO A COMBINACIONES DE MOMENTO Y CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN.

ARTÍCULO LXIX.III.1

Toda columna deberá dimensionarse como miembro sujeto a flexo-compresión, independientemente de que el análicis no haya indicado la presencia de momento.

ARTÍCULO LXIX.III.2

La resistencia a compresión de diseño, P_R , que deberá usarse en las fórmulas de interacción de los artículos LXIX.III.4 y LXIX.IV.2 se obtendrá por medio de la expresión

$$P_R = F_R f_{cu} A \quad \text{Ec.(155)}$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7, de la tabla 45

$$f_{cu} = f'_{cu} K_h K_d K_c K_p K_{cl}$$

A área de la sección.

ARTÍCULO LXIX.III.3

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta a través de la amplificación de momento de acuerdo con lo previsto en el artículo LXIX.III.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.

- LONGITUD SIN SOPORTE LATERAL, L_u

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.

- LONGITUD EFECTIVA, L_e

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 $K = 1$, salvo que se justifique un valor menor. Para miembros en compresión sin arriostramiento contra desplazamientos laterales, se determinará por medio de un análisis.

- LIMITACIONES

(a) Para miembros no arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si

$$\frac{K L_u}{r} \leq 40$$

siendo r el radio de giro mínimo de la sección.

(b) Para miembros arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si

$$K L_u/r \leq 60 - 20 (M_1/M_2)$$

donde:

M_1, M_2 momentos actuales en los extremos multiplicados por el factor de carga apropiado.

M_1 es el momento menor y se considera negativo cuando M_1 y M_2 producen curvatura doble.

M_2 es el momento mayor y siempre se considera positivo.

(c) No se admiten valores de $K L_u/r$ superiores a 120.

ARTÍCULO LXIX.III.4

Los miembros sujetos a compresión y flexión aniaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_c}{M_R} \leq 1 \quad E_c \quad (156)$$

donde: M_c momento amplificado que se aplicará para diseño con la carga axial P_u

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.

ARTÍCULO LXIX.III.5

El valor de M_c , se determinará por medio del siguiente procedimiento

$$M_c = \delta M_o, \text{ pero no menor que } M_1 \quad \text{Ec.(157)}$$

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.

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{cr}}$$

El valor de la carga crítica de pandeo P_{cr} se obtendrá con la expresión

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_o.05 I}{(K L_u)^2} K_d K_c K_h \quad \text{Ec(158)}$$

donde: FR factor reducción de resistencia = 0.7

Para miembros restringidos contra el desplazamiento y sin cargas transversales entre apoyos, el valor de C_m podrá tomarse igual a

$$C_m = 0.6 + 0.4 (M_1/M_2) \geq 0.4 \quad \text{Ec. (159)}$$

Para otros casos tómese $C_m = 1.0$

ARTÍCULO LXIX.III.6

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para excentricidades en cada extremo igual o mayor que

- Las correspondientes al máximo momento asociado a la carga axial
- 0.05 de la dimensión del miembro paralela al plano de flexión considerado. Se supone que esta excentricidad ocasiona flexión considerado. Se supone que esta excentricidad ocasiona flexión uniaxial y curvatura simple únicamente.

ARTÍCULO LXIX.III.7

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para una excentricidad.

$$e_b = L_u/300 \quad \text{Ec.(160)}$$

considerando que dicha excentricidad se presenta a la mitad de la distancia entre soportes laterales. Se considerará que los momentos por pandeo actúan en el mismo plano y en el mismo sentido que los elementos del artículo LXIX.III.5.

ARTÍCULO LXIX.III.8

Cuando un miembro bajo compresión se encuentra sujeto a flexión respecto a ambos 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

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1 \quad \text{Ec.(161)}$$

donde: M_{xua} momento amplificado respecto al eje X

M_{yua} momento amplificado respecto al eje Y

M_{xR} resistencia de diseño a momentos respecto al eje X

M_{yR} resistencia de diseño a momento respecto al eje Y

SECCION LXIX.IV MIEMBROS SUJETOS A COMBINACIONES DE MOMENTO Y CARGA AXIAL DE TENSIÓN

ARTÍCULO LXIX.IV.1

Los miembros sujetos a momentos biaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1$$

$$\frac{TR}{A} + \frac{M_x R}{I_x} + \frac{M_y R}{I_y}$$

donde: M_x momento respecto al eje X

M_y momento respecto al eje Y

R_x resistencia de diseño a momento respecto al eje X

R_y resistencia de diseño a momento respecto al eje Y

SECCIÓN LXIX.V COMPRESIÓN O APLASTAMIENTO ACTUANDO CON UN ÁNGULO θ RESPECTO A LA FIBRA DE LA MADERA DIFERENTE DE 0°

ARTÍCULO LXIX.V.1

La resistencia de diseño, N_R de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad \text{Ec.(163)}$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9; de la tabla 44

$$f_{nu} = f'_c K_h K_d K_c K_a$$

A_a área de la superficie de apoyo.

ARTÍCULO LXIX.V.2

Cuando la longitud de una superficie de apoyo o el diámetro de una rondana sea menor que 15 cm y ninguna porción de dicha superficie se encuentre a menos de 8 cm del extremo del miembro, la resistencia al aplastamiento podrá modificarse con el factor K_a de la tabla 49 (art.LXVIII).

ARTÍCULO LXIX.V.3

La resistencia a compresión de diseño, N_R , sobre un plano con un ángulo θ respecto a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R \frac{f_{cu} f_{nu}}{f_{cu} \sin^2 \theta + f_{nu} \cos^2 \theta} \quad \text{EC.(164)}$$

CAPÍTULO LXX RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

ARTÍCULO LXX.1

La manufactura de las placas de madera contrachapada que vayan a ser sometidas a acciones, deberán cumplir con las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-236-1978 “Madera contrachapada de Pino”.

Las propiedades de resistencia y rigidez de estos productos, deberán ser determinadas en laboratorio para el tipo de acción a que vaya a estar sometidos en la estructura y su comportamiento estructural deberá estar sujeto a criterios aprobados por la Secretaría. Cuando las placas se utilicen para soportar cargas en estructuras permanentes deberá ser impermeabilizadas adecuadamente hacia el exterior y protegidas a la humedad hacia el interior.

En el apéndice I 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 la chapas utilizadas con el procedimiento ahí descrito.

ARTÍCULO LXX.2

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.

SECCIÓN LXX.I RESISTENCIA A CARGA AXIAL

ARTÍCULO LXX.I.1

La resistencia de diseño, T_R , a tensión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$T_R = FR \cdot f_{tu} \cdot A_l \quad \text{Ec.(165)}$$

donde: FR factor de reducción de resistencia = 0.7, de la tabla (44)

$$f_{tu} = f'_{tu} \cdot K_h \cdot K_d$$

A_l área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice I).

ARTÍCULO LXX.I.2

La resistencia de diseño, P_R , a compresión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$PR = FR \cdot f_{cu} \cdot A_l \quad \text{Ec.(166)}$$

donde: FR factor de reducción de resistencia = 0.7, de la tabla (44)

$$f_{cu} = f'_{cu} \cdot K_h \cdot K_d$$

A_l área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice I).

ARTÍCULO LXX.I.3

Los valores especificados de resistencia a tensión o compresión para esfuerzos aplicados a 45° con respecto a la fibra de las chapas exteriores serán los de la tabla 43. Para los cálculos se utilizará el grosor neto t , de la placa.

Para ángulos entre 0° y 45° 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°. Para ángulos entre 45° y 90° puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia correspondientes a 45° y el producto similar para la dirección perpendicular.

SECCIÓN LXX.II PLACAS A FLEXIÓN

ARTÍCULO LXX.II.1

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

$$M_p = FR \cdot f_{tu} \cdot S_1 \quad \text{Ec.(167)}$$

donde: FR factor de reducción de resistencia = 0.9, de la tabla (44)

$$f_{tu} = f'_{tu} \cdot K_h \cdot K_d$$

S_1 módulo de sección efectivo de la placa (Apéndice I).

ARTÍCULO LXX.II.2

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

$$M_Q = FR \cdot f_{tu} \cdot t_p \cdot d^2 / 6 \quad \text{Ec(168)}$$

donde: FR factor de reducción de resistencia = 0.7, de la tabla (44)

$$f_{tu} = f'_{tu} K_h K_d$$

t_p grosor efectivo de la placa de madera contrachapada (Apéndice I)

d peralte del elemento.

SECCIÓN LXX.III RESISTENCIA A CORTANTE

ARTÍCULO LXX.III.1

La resistencia de diseño a cortante en el plano de las chapas, VR_1 , para placas sujetas a flexión se calculará como

$$VR_1 = FR f_{vu} I_b / Q \quad \text{Ec.(169)}$$

donde: FR factor de reducción de resistencia = 0.7, de la tabla 44

$$f_{vgu} = f'_{rgu} K_h K_d$$

A área total de la sección transversal de la placa.

ARTÍCULO LXX.III.3

La resistencia de diseño al plastamiento normal al plano de las chapas, NR , se calculará como

$$NR = FR f_{nu} A_n \quad \text{Ec.(171)}$$

donde: FR factor de reducción de resistencia = 0.90, de la tabla 44

$$f_{nu} = f'_{nu} K_h K_d$$

A_a área de la superficie de apoyo.

CAPÍTULO LXXI DEFLEXIONES

ARTÍCULO LXXI.1

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 entre 480 cuando se afecten elementos no estructurales.

b) Para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre $240 + 0.5$ cm o el claro entre $480 + 0.3$ cm cuando se afecten elementos no estructurales.

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, $E_o.50$. Los efectos a largo plazo se tomarán en cuenta multiplicando la deflexión inmediata debida a la parte de la carga que actúe en forma continua por 1.5, si la madera se instala en condición seca, y por 2.0 si se instala en condición húmeda (art. LXVII.4 contenido de humedad.)

ARTÍCULO LXXI.2

Las deflexiones inmediatas de vigas se calcularán utilizando las fórmulas usuales de mecánica de sólidos basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico.

ARTÍCULO LXXI.3

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 43 puede ser usado para todas las calidades de madera contrachapada de pino que cumplan con los requisitos del art. LXX.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 en 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, momentos de inercia y primer momento de área) de las placas de madera contrachapada para una combinación adecuada de chapas se presentan en el Apéndice I.

Cuando se use cualquier otro tipo de placas, 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 del Apéndice I de este título para obtener los valores efectivos de la sección transversal.

Los efectos a largo plazo se tomarán en cuenta de la misma forma que para miembros de madera maciza.

CAPÍTULO LXXII ELEMENTOS DE UNIÓN

SECCIÓN LXXII.I CONSIDERACIONES GENERALES

ARTÍCULO LXXII.I.1

El capítulo LXXII.I.1 proporciona procedimientos para dimensionar uniones con clavos, pernos, pijas y placas dentadas o perforadas.

ARTÍCULO LXXII.I.2

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 el art. LXIX.II.4 se calculará con base en la dimensión “de” en lugar de d. La dimensión, “de” 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.

SECCIÓN LXXII. CLAVOS

ARTÍCULO LXXII.II.1

Los valores de resistencia dados en esta sección son aplicables únicamente a clavos de caña lisa.

Los valores para clavos de otras características deberán ser aprobados por la Secretaría.

ARTÍCULO LXXII.II.2

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_l , deberá ser igual o mayor que la sexta parte de la longitud del clavo, reduciendo la resistencia de la unión de acuerdo con el factor J_{gc} .

ARTÍCULO LXXII.II.3

La resistencia lateral de diseño de clavos hincados perpendiculares a la fibra deberá calcularse de acuerdo a la ec. 172

La resistencia a la extracción de clavos se considerará nula en todos los casos, exceptuando clavos lanceros, ec. 173.

- 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

$$N_{ru} = FR \cdot N_u \cdot n \quad \text{Ec.(172)}$$

donde: FR factor de reducción de resistencia = 0.7

$$N_u = N'_{u_j} \cdot J_h \cdot J_d \cdot J_{ge} \cdot J_a \cdot J_{dp} \cdot J_{di}$$

n número de clavos

N'_{u_j} valor especificado de resistencia por clavo, ver tabla (58).

- RESISTENCIA A EXTRACCIÓN DE CLAVOS LANCEROS

La resistencia a la extracción de clavos lanceros, TR, se calculará con la expresión

$$TR = 0.10 \cdot N_{ru} \quad \text{Ec.(173)}$$

ARTÍCULO LXXII.II.4

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada con piezas laterales de madera contrachapada, N_{ru} , deberá calcularse de acuerdo con lo indicado en el art. LXXII.II.3, utilizando el valor de N'_{u_j} especificado en la tabla 60

TABLA 58

RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA CLAVOS DE ALAMBRE ESTILO DELGADO

(COMUNES), N'_{u_j}			
Longitud		Diámetro (D)	N'_{u_j} (kg)
mm	Pulg.	mm	Coníferas
38.0	1 1/2	2.0	24
44.5	1 3/4	2.3	31
51.0	2	2.7	39
63.5	2 1/2	3.1	50
76.0	3	3.4	60
89.0	3 1/2	3.8	73
102.0	4	4.5	97
114.0	4 1/2	4.5	97
127.0	5	4.9	112

140.0	5 1/2	4.9	112
152.0	6	5.3	128

TABLA 59

RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA CLAVOS DE ALAMBRE
ESTILO GRUESO (AMERICANO), N'u

Longitud		Diámetro (D)		N'u (kg)
mm	Pulg.	mm		Coníferas
38.0	1 1/2	2.2		27
44.5	1 3/4	2.7		39
51.0	2	3.1		50
63.5	2 1/2	3.4		60
76.0	3	3.8		71
89.0	3 1/2	4.1		83
102.0	4	4.9		112
114.0	4 1/2	5.3		128
127.0	5	5.7		148
140.0	5 1/2	6.2		171
152.0	6	6.7		194
178.0	7	7.2		222
203.0	8	7.8		256

TABLA 60

RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA UNIONES CON PIEZAS
LATERALES DE MADERA CONTRACHAPADA. N'u.

Grosor (mm) del Contrachapado		longitud del clavo (mm)		(Pulg.)	N'u (kg)
Clavo de alambre		estilo	delgado	(comunes)	
9		51		2	40
12, 16		63.5		2.5	50
19, 21		76		3	60
Clavo de alambre		estilo	grueso	(americano)	
9		51		2	45
12, 16		63.5		2.5	55
19, 21		76		3	65

SECCIÓN LXXII.III PERNOS Y PIJAS

ARTÍCULO LXXII.III.1

Requisitos comunes para pernos y pijas:

I) 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 ± 2 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 contracción 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.

II) 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 a las piezas de madera.

III) 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 cara.

Una hilera de elementos de unión está constituida por:

- a) uno o más pernos del mismo diámetro, bajo cortante simple o múltiple, colocados paralelamente a la dirección de la carga, o,
- b) 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 tres bolillo y la separación S1 entre hileras adyacentes sea menor que la cuarta parte de la distancia S2 entre los elementos de unión 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 impar de hileras, se aplicará el criterio que resulte más conservador.

IV) RONDANAS

Se colocará una rondana entre la cabeza y la tuerca del elemento de unión, con las características generales dadas en la tabla 61.

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 calculadas según la sección LXIX.V. Si se utilizaran 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.

ARTÍCULO LXXII.III.2

Requisitos particulares para pernos:

I) CONSIDERACIONES GENERALES

Los datos de capacidad de pernos de los siguientes incisos con aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono, NOM-H-47-1972.

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.

II) GROSORES EFECTIVOS DE LAS PIEZAS

a) PIEZAS LATERALES DE MADERA

1) En uniones en cortante simple se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza menor o el grosor de la pieza mayor.

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.

b) PIEZAS LATERALES METÁLICAS

Las piezas laterales metálicas deberán tener un espesor mínimo de 6 mm. Se dimensionarán de manera que sean capaces de resistir las cargas que transmiten.

III) ESPACIAMIENTOS ENTRE PERNOS

a) ESPACIAMIENTO ENTRE PERNOS EN UNA HILERA

En hileras de pernos paralelas a la dirección de la carga, los espaciamientos mínimos medidos desde los centros de los pernos,

TABLA 61

DIMENSIONES MINIMAS DE RONDANAS PARA UNIONES CON PERNOS O PIJAS.

Tipo de rondana	Uso	Diámetro del perno o pija D (mm)	Diámetro o lado de la rondana Do (mm)	Grosor to (mm)
Rondana circular delgada de acero	No utilizable para aplicar cargas de tensión al perno o pijas	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 produzcan esfuerzos de aplastamiento excesivos en la madera	12.7	65	5
		19.1	75	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

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 igual 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 12.5 cm.

c) DISTANCIA A LOS EXTREMOS

La distancia a los extremos no deberá ser inferior a:

1) Siete veces el diámetro del perno para miembros en tensión.

2) El valor mayor de cuatro veces el diámetro del perno o cinco cm, para miembros en compresión, y para miembros cargados perpendicularmente a la fibra.

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.

ARTÍCULO LXXII.III.3

Resistencia de uniones con pernos a considerar:

I) 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

$$P_{ru} = F_R n_p P_{pu} n \quad \text{Ec.(174)}$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = F_R n_p Q_{pu} n \quad \text{Ec.(175)}$$

Para cargas o un ángulo Θ con respecto a las fibras

$$P_{ru} \quad Q_{ru}$$

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} \sin^2 \Theta + Q_{ru} \cos^2 \Theta}{Ec} \quad (176)$$

donde: FR factor de reducción de resistencia = 0.7

n_p número de planos de cortante

$$P_{pu} = P'_{pu} J_k J_g J_d \quad (\text{art. LXVIII.4})$$

$$Q_{pu} = Q'_{pu} J_h J_g J_d \quad (\text{art. LXVIII.4})$$

P'_{pu} = resistencia especificada por perno para cargas paralelas a la fibra (tabla 62)

Q'_{pu} = resistencia especificada por perno para cargas perpendiculares a la fibra (tabla 63)

n = número de prnos en un grupo.

II) 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.

ARTÍCULO LXXII.III.4

Requisitos particulares para pijas:

I) CONSIDERACIONES GENERALES

Los datos de capacidad de pijas de los siguientes incisos son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono.

II) 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 40 a 70 por ciento del diámetro de la caña. En cada grupo los porcentajes mayores se aplicarán a las pijas de mayor diámetro. La longitud del taladroguía será por lo menos igual a la del tramo con rosca.

TABLA 62 VALORES DE P'pu POR PLANO DE CORTANTE PARA CARGAS PARALELAS A LA FIBRA CON PIEZAS LATERALES DE MADERA (kg) EN UNIONES CON PERNOS

Diámetro Perno (mm)	Grosor efectivo (mm)	Coníferas P'pu
6.4	38	146
	64	185
	87	185
	> 140	185
9.5	38	278
	64	237
	87	392
	> 140	407
12.7	38	371
	64	547
	87	604
	140	728
15.9	> 190	728
	38	465
	64	823
	87	877
19.1	140	1080
	190	1141
	> 240	1141
	38	558
22.2	64	940
	87	1211
	140	1415
	190	1646
	240	1646
	> 290	1646
	38	649
	64	1093
	87	1486
	140	1793
	190	2072
	240	2224
	> 290	2224

25.5	38	742
	64	1250
	87	1700
	140	2243
	190	2527
	240	2877
	> 290	2911

TABLA 63 VALORES DE Q'pu POR PLANO DE CORTANTE PARA CARGAS PERPENDICULARES A LA FIBRA (KG) (PIEZAS LATERALES DE MADERA O METAL EN UNIONES CON PERNOS)

Diámetro perno (mm)	Grosor efectivo (mm)	Coníferas Q'pu
6.4	38	82
	64	131
	87	131
	131	131
9.5	38	131
	64	198
	87	255
	> 140	288
	38	175
12.7	64	289
	87	359
	140	515
	> 190	515
	38	219
	64	369
15.9	87	478
	140	690
	190	807
	> 240	807
	38	263
	64	443
	87	602
19.1	140	855
	190	1106
	240	1164
	> 290	1164
	38	306
22.2	64	515
	87	700
	140	1030
	190	1312
	240	1573
	> 290	1573

	38	350
	64	589
	87	801
25.4	140	1225
	190	1537
	240	1870
	> 290	2059

III) 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 lubricante. Siempre que éste no sea base del petróleo.

IV) ESPACIAMIENTOS

Los espaciamientos y las distancias a los bordes y los extremos para uniones con pijas deberán ser iguales a los especificados en el artículo LXXII.III.2 para pernos con un diámetro igual al diámetro de la caña de la pija en cuestión.

V) PENETRACION 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.

ARTÍCULO LXXII.III.5

Resistencia de uniones con pijas:

I) 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 a 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 en la tabla 64 deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

$$Pr = FR \cdot Ye \cdot 1p \cdot n \quad \text{Ec.(177)}$$

donde: FR factor de reducción de resistencia = 0.7, de la tabla 44

$$Ye = Y'e \cdot Jh \cdot Jd \cdot Jgp$$

n número de pijas en el grupo

Y'e resistencia especificada de extracción en kg/mm de penetración, ver tabla 64

1p longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta (mm).

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 perpendiculares a la fibra.

TABLA 64

RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA EXTRACCION DE PIJAS, Y'e (kg/mm)

Diámetro		CONÍFERAS
pulg.	(mm)	Y ' e
1/4	6.4	3.5
5/16	7.9	4.9
3/8	9.5	6.2
7/16	11.1	7.6
1/2	12.7	8.9
5/8	15.8	11.2
3/4	19.0	13.6

7/8	22.2	15.8
1	25.4	18.0

II) RESISTENCIA LATERAL

a) LONGITUD PENETRACION, l_p , PARA CÁLCULO DE RESISTENCIA LATERAL

Las longitudes 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 65.

TABLA 65

VALORES MÁXIMOS DE LA LONGITUD DE PENETRACIÓN, l_p PARA CÁLCULO

CONIFERAS

Longitud

De 10 D

Penetración

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.

$$P_{ru} = F_R \cdot A_l \cdot n$$

Para carga perpendicular a la fibra.

$$Q_{ru} = P_{ru} \cdot Y_u \cdot J_n \quad \text{Ec. (179)}$$

Para carga a un ángulo θ con respecto a la fibra

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} \sin^2 \theta + Q_{ru} \cos^2 \theta}{\dots} \quad \text{Ec. (180)}$$

$$P_{ru} \sin^2 \theta + Q_{ru} \cos^2 \theta$$

donde

F_R factor de reducción de resistencia = 0.7, de la tabla 44

$$Y_u = Y'_u \cdot J_h \cdot J_d \cdot J_{gp} \cdot J_g \quad (\text{tabla 66})$$

J_n factor de modificación por carga perpendicular a la fibra (tabla 56)

A_l superficie de apoyo de la pija (mm^2) = D_{lp}

N número de pijas en un grupo.

TABLA 66

VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIA LATERAL PARA CARGAS PARALELAS A LA FIBRA EN PIJAS Y'_u (kg/mm^2)

C O N I F E R A S

Y'_u 0.31

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, Jgp.

SECCION LXXII.IV UNIONES CON PLACAS DENTADAS O PERFORADAS

ARTICULO LXXII.IV.1

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.

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 “dientes”.

Para que sean aplicables las reglas de dimensionamiento de los siguientes incisos deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

- a) Que la placa no se deforme durante su instalación.
- b) Que los dientes sean perpendiculares a la superficie de la madera.
- c) Que la madera bajo las placas no tenga defectos ni uniones de “cola de pescado”.
- d) Que el grosor mínimo de los miembros unidos sea el doble de la penetración de los dientes.

ARTICULO LXXII. IV.2

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 Secretaría.
- 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 Secretaría.

CAPITULO LXXIII EJECUCION DE OBRAS

ARTICULO LXXIII.1

Las indicaciones dadas en esta sección son condiciones necesarias para la aplicabilidad de los criterios de diseño dados en esta sección.

Cuando la madera se use como elemento estructural, deberá estar excenta de infestación 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.

ARTICULO LXXIII.2

Las dimensiones mínimas de la sección transversal de un miembro no serán menores que las de proyecto en más de 3 por ciento.

ARTICULO LXXIII.3

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 cual estará la estructura.

Si el contenido de humedad de la madera exceda el límite en esta sección para la madera seca ($18\% \pm 2\%$), el material solamente podrá usarse si el riesgo de producción 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 mélico, de tal manera que siempre satisfaga los requerimientos de la clase estructural especificada.

ARTICULO LXXII.4

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.

ARTICULO LXXIII.5

El ensamble de estructuras deberá llevarse a cabo en la forma que no se produzcan esfuerzos excesivos en la madera considerados en el diseño. 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.

Deberán evitarse sobrecargar, o someter a acciones no consideradas en el diseño a los miembros estructurales, durante almacenamiento, transporte y montaje, esta operación se hará de acuerdo con las recomendaciones del proyectista.

CAPITULO LXXIV RESISTENCIA AL FUEGO

SECCION LXXIV.I MEDIDAS DE PROTECCION CONTRA FUEGO

ARTICULO LXXIV.I.1

Las especificaciones de diseño relacionadas con agrupamiento y distancias mínimas para protección contra el fuego en viviendas de madera.

ARTICULO LXXIV.I.2

La determinación de la resistencia al fuego de los muros y cubiertas deberá hacerse de acuerdo con lo especificado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-307-1982 “Resistencia al fuego. Determinación”.

ARTICULO LXXIV.I.3

Las características de quemado superficial de los materiales utilizados como recubrimientos se deberán determinar de acuerdo a lo indicado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-294-1980 “Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción”.

SECCION LXXIV.II DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y EJECUCION DE UNIONES

ARTICULO LXXIV.II.1

En el diseño de elementos aislados deberá proporcionarse una resistencia mínima de 30 minutos a fuego; de acuerdo a lo especificado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-307-1982 “Resistencia al fuego. Determinación”, pudiendo emplearse métodos de tratamiento, recubrimiento, o considerando la reducción de sección de las piezas.

ARTICULO LXXIV.II.2

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.

APENDICE I

PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCION PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA.

I.1 APLICACION

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 de grosor de las placas o de las chapas. El grosor real de las placas pueden 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 grosores nominales comerciales más comunmente producidos en el país.

Las propiedades de la sección dadas en la tabla B son para diseños realizados de acuerdo con las especificaciones de este reglamento y para placas de madera contrachapada de una calidad y comportamiento estructural que cumplen con los requisitos del art. LXX.1 del mismo.

I.2 PROPIEDADES DE LA SECCION

Las propiedades de la sección incluídas en la tabla B para flexión, tensión, comprensión y cortante en el plano de las chapas se calcularon considerando unicamente 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 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 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

VALORES DE C. PARA OBTENER LAS PROPIEDADES EFECTIVAS DE LAS PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

Número de chapas	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:

1. Grosor mínimo de chapa 2.54 mm (3/32" excepto se indica en 4,5 y 6)
2. Grosor máximo de chapas exteriores 3.18 mm (1/8" excepto como se indica en 7)
3. Grosor máximo de chapas interiores. 6.35 (1/4")
4. Chapas transversales que pueden usarse en placas con 5 chapas de 12 mm de grosor (1/2") 2.12 mm. (3/32")
5. Cualquier chapa que se desee en placas, con 5 chapas con grosor menor que 13 mm (1/2") 1.59 mm (1/16")
6. Chapas centrales en placas de 5 chapas 1.59 mm (1/16")
7. Las placas de 5 chapas con 19 mm (3/4") de grosor nominal deberán tener todas las chapas del mismo grosor. 3.97 mm (5/32")

TABLA B GROSORES DE LAS CHAPAS Y PROPIEDADES EFECTIVAS
DE LA SECCION PARA LAS PLACAS DE MADERA
CONTRACHAPADA SIN PULIR

PROPIEDADES DE LA SECCION POR UN METRO DE ANCHO																
GROSOR NOMINAL	GROSOR DE LAS CHAPAS			CHAPAS EXTERIORES PARALELAS AL ESFUERZO						CHAPAS EXTERIORES PERPENDICULARES AL ESFUERZO						
	mm	CHAPAS TRANSVERSALES	CENTROS	mm	mm	GROSOR NETO	GROSOR EFECTIVO	AREA EFECTIVA	MODULO DE SECCION EFECTIVO	MOMENTO DE INERCIA EFECTIVO	CONSTANTE PARA CORTANTE POR FLEXION	GROSOR EFECTIVO	AREA EFECTIVA	MODULO DE SECCION EFECTIVO	MOMENTO DE INERCIA EFECTIVO	CONSTANTE PARA CORTANTE POR FLEXION
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm ²	cm	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm ²
3	3.18	2.54		8.10	0.43	42.86	8.57	3.20	56.11	0.17	17.46	1.52	0.07	46.32		
9	3.18	3.18		8.74	0.56	50.80	12.14	5.31	63.96	0.24	23.86	2.85	0.17	46.32		
9	1.59	1.59	2.54	8.10	0.49	40.26	7.44	3.02	61.17	0.24	23.86	4.19	1.03	43.34		
9	2.12	2.12	1.59	9.27	0.50	50.36	10.85	5.03	73.77	0.34	34.46	4.91	1.24	43.34		
12	3.18	6.35		11.90	0.56	55.66	20.08	11.97	94.16	0.36	42.86	6.77	1.99	49.72		
12	2.54	2.54	1.59	10.95	0.59	58.76	15.55	8.52	87.30	0.43	55.56	5.52	1.98	53.94		
12	2.54	2.12	2.54	11.06	0.68	68.26	15.96	8.83	85.19	0.34	34.46	5.52	1.98	43.34		
12	3.18	3.18	1.59	11.39	0.72	71.56	18.81	10.72	87.11	0.56	55.56	16.88	8.05	85.63		
16	2.54	3.97	2.54	14.61	0.83	82.56	23.75	17.36	113.18	0.71	71.46	18.43	8.92	81.71		
16	3.18	3.97	2.54	14.76	0.68	68.26	23.53	17.37	121.23	0.71	71.46	15.17	6.63	71.85		
16	3.18	3.18	1.59	15.08	0.72	71.56	28.47	21.49	123.15	0.56	55.56	15.17	6.37	76.75		
16	3.18	3.18	3.18	15.08	0.87	87.46	38.81	24.11	148.86	0.71	71.46	23.59	16.04	126.92		
19	3.97	3.97	1.59	19.05	1.11	111.16	46.29	44.11	148.86	0.68	68.26	30.55	21.12	126.92		
19	2.54	3.97	3.18	18.26	1.06	106.46	36.96	33.78	137.56	0.87	87.46	30.55	21.12	126.92		
19	2.54	2.54	2.54	18.90	0.94	93.66	36.71	34.70	137.56	0.68	68.26	24.33	16.04	126.92		
19	3.18	3.18	3.18	19.34	1.19	119.26	46.26	45.20	139.41	0.68	68.26	24.33	16.04	126.92		
22	3.18	4.76	6.35	21.43	1.19	119.16	47.50	50.91	164.24	1.63	103.26	48.31	38.37	138.62		
22	3.18	2.54	3.97	21.12	1.35	153.06	53.62	56.64	147.31	1.11	111.16	44.08	35.70	145.58		
22	2.54	2.54	2.54	21.27	0.94	93.66	42.34	45.05	156.57	1.19	119.06	63.85	58.28	159.16		
22	3.18	3.97	2.54	24.61	1.19	119.16	55.92	68.83	194.30	1.35	134.85	66.00	65.50	178.91		
25	3.18	6.35	3.18	24.92	1.06	106.46	57.25	66.34	179.13	1.35	134.85	66.00	65.50	178.91		
25	3.18	4.76	3.18	24.92	1.19	119.26	59.32	70.70	173.86	1.35	134.85	66.00	65.50	178.91		
25	3.18	3.97	3.18	23.83	1.19	119.26	59.32	70.70	173.86	1.35	134.85	66.00	65.50	178.91		
25	3.18	3.18	4.76	24.62	1.51	150.86	67.86	83.55	169.51	0.87	87.46	44.05	40.79	178.80		

TITULO H

ANALISIS POR VIENTO

NOTACION: Los simbolos se definen en cuanto se presentan en el texto y se describen a continuación:

A = área tributaria, m²

a = altura sobre el nivel del mar, en km

B = factor de turbulencia de fondo

C = coeficiente de empuje

C_k = coeficiente de empuje por vorticidad

C_z = factor correctivo por altura

d = diámetro de la sección transversal

e = excetricidad accidental

F = fuerza aternante resultante o factor en art. LXXXIII.1

G = factor de ráfaga

g = factor de pico

H = altura del área expuesta

K = factor correctivo por exposición

k₁ = factor de topografía

k_2 = factor de recurrencia

L = longitud del área expuesta

$\ln$ = logaritmo natural

M = relación de lados en anuncios en el art. LXXVIII.3

N = coeficiente de densidad del aire

n_0 = frecuencia del modo fundamental de la estructura

P = presión o succión debida al viento, kg/m^2

P_0 = presión básica de diseño

R = factor de rugosidad

S = factor de tamaño

T = período de la fuerza alternamente

T_0 = período fundamental de la estructura

t = tiempo, en seg

V_0 = velocidad regional en km/h

V_z = velocidad de diseño con respecto a la altura

V_β = velocidad básica del viento, a una altura de 10 m sobre el terreno, en km/h

X = exponente dependiente de la velocidad del viento y la topografía

Z = altura sobre el suelo en m

β = fracción de amortiguamiento crítico

θ = inclinación del techo con respecto a la horizontal

Φ = relación de solidez

Φ CAPITULO LXXV ASPECTOS GENERALES

ARTICULO LXXV.1

Las estructuras se analizarán, suponiendo que el viento actúa en dos direcciones ortogonales.

Se acepta la existencia simultánea del viento, las cargas muertas y las cargas vivas que se indican en la columna W_a de la tabla 2.

No se considerará la acción simultánea de sismo y viento.

Los esfuerzos permisibles bajo la acción del viento se estipulan de acuerdo con los materiales usados como se indica en los Artículos correspondientes de este Reglamento.

Después de analizar la estabilidad local, considerando el efecto de presiones interiores y los incrementos de presión exterior que más adelante se señalan.

ARTICULO LXXV.2

Deberá 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.

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.).

ARTICULO LXXV.3

Según su destino las estructuras se clasifican en los grupos A, B, y C, que se consideran en el artículo II.1. parte de este Reglamento.

Las estructuras del grupo C requieren análisis por viento si ponen en peligro vidas humanas.

De acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en ellas, las estructuras se clasifican en cuatro tipos:

TIPO 1. Comprende Las estructuras poco sensibles a la 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 cinco o cuyo período natural de vibración excede de 2 seg. 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 y otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica.

TIPO 2. Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a la ráfagas de corta duración, y cuyos períodos 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 de 5, o con período fundamental mayor de 2 segundos.

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.

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 y de pequeño diámetro, tales como tuberías y chimeneas.

TIPO 4. Comprende las estructuras que por forma o por lo largo de sus períodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes que no puedan incluirse en el Tipo 1.

ARTICULO LXXV.4

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:

- I. Empujes y succiones estáticos
- II. Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia
- III. Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes
- IV. 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 LXXVII de este Reglamento.

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 LXXVII; LXXXII y LXXXIII de este Reglamento, 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 especifica en el artículo LXXXIV.1 de este Reglamento. Para estructuras Tipo 4 los efectos de viento se valuarán 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 aerolásticas ameritarán estudios especiales que deberán ser aprobados por la Secretaría.

ARTICULO LXXV.5

En construcciones de forma geométricas 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 en túnel de viento seguirán las técnicas reconocidas y deberán ser aprobados por la Secretaría.

ARTICULO LXXV.6

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.

CAPITULO LXXVI VELOCIDAD DE DISEÑO

ARTICULO LXXVI.1

Se define como velocidad básica la que se supone actuando horizontalmente a una altura de 10 m, sobre el nivel del terreno.

Se calculará mediante:

$$V\beta = K1 K2 V_o$$

Donde:

K1 = factor de topografía. Se tomará igual a 1.0 en terreno plano y a 1.15 en promontorios, zonas del centro de ciudades y zonas residenciales o industriales.

K2 = factor de recurrencia. Se tomará igual a 1 en construcciones del grupo B, y 1.15 en construcciones del grupo A.

Vo = velocidad regional en km/h. se tomará la figura 5 de acuerdo con la localización de la obra.

ARTICULO LXXVI.2

Para analizar construcciones altas se aceptará que la velocidad de diseño a una altura Z sobre el terreno, queda definida por:

$$V_z = V_{\beta} \cdot 0.1 \cdot Z$$

donde:

Z = altura sobre el suelo, en m

X = exponente cuyo valor depende de la velocidad del viento y de la topografía del terreno que rodea la construcción.

Su valor se tomara de tabla 67

TABLA 67

VALOR DEL EXPONENTE X.

TOPOGRAFIA	VELOCIDAD DEL VIENTO MENOR DE 100 km/h	VELOCIDAD DEL VIENTO MAYOR DE 100 km/h
Terreno plano	0.15	0.085
Promontorios	0.10	0.100
Zonas accidentadas Centros de ciudades Zonas arboladas	0.35	0.175

CAPITULO LXXVII EMPUJES ESTATICOS DE VIENTO EN ESTRUCTURAS
TIPO I

ARTICULO LXXVII.1

La magnitud de las presiones estáticas se tomará mediante:

$$P = N \ C \ V_z^2$$

donde:

P = presión o succión en kg/m^2

C = coeficiente de empuje

$$8 + a$$

N = coeficiente de densidad del aire, igual a 0.0048

$$8 + 2a$$

V_z = velocidad de diseño en km/h

a = altura sobre el nivel del mar en km .

El coeficiente C será positivo cuando el viento empuje contra la superficie y negativo cuando provoque succión. En el artículo LXXVIII.3 se dan valores de C para algunos casos comunes.

Las fuerzas resultantes se calcularán multiplicando la presión de diseño por el área expuesta equivalente.

Por área expuesta equivalente se entiende:

- a) en superficies planas, el área toral de la superficie.

b) En techos en forma de dientes de sierra, la totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los restantes.

c) Para el cálculo de la succión vertical, la proyección horizontal del techo de la construcción.

d) En estructuras reticulares, del tipo de armaduras 20% del área limitada por las aristas exteriores.

e) En construcciones tipo torre de sección circular, la proyección vertical de la sección transversal.

La posición de la resultante se supondrá coincidente con el centro de presiones. Para tomar en cuenta cambios en la dirección del viento, se aceptará además la existencia de una excentricidad accidental de acuerdo con los valores siguientes:

En dirección horizontal:

$$e = \pm (0.3 \frac{L^2}{8 H}) + 0.05 L \quad \text{si } \frac{L}{H} < 2$$

En dirección vertical:

$$e = \pm 0.05 H$$

donde L y H son longitud y la altura del área expuesta, se debe considerar la combinación de signos que simultáneamente provoque la excentricidad accidental más desfavorable.

ARTICULO LXXVII.2

Para verificar la seguridad de las construcciones contra volteo se analizará este efecto considerando simultáneamente la acción de cargas vivas que tiendan a incrementarlo; se revisará que todas las construcciones tengan como mínimo un factor de seguridad de 1.5 por este concepto.

ARTICULO LXXVII.3

Para valuar los efectos de la presión exterior se usarán los coeficientes de empuje que se mencionan a continuación.

I) PAREDES AISLADAS Y ANUNCIOS

La fuerza total sobre la pared aislada o anuncio, suma de los empujes de barlovento y succiones de sotavento, se calculará utilizando un factor de presión calculando con la expresión siguiente:

$$C = 1.3 + m/50 < 1.7$$

M es la relación lado mayor entre lado menor para anuncios sobre el suelo y la relación altura entre ancho para anuncios elevados.

Se considerarán elevados aquellos anuncios cuya distancia libre al suelo es mayor que una cuarta parte de su dimensión vertical.

Para las paredes y anuncios planos con aberturas, se aplicarán los mismos coeficientes y las presiones se considerarán solamente sobre el área expuesta.

II) CHIMENEAS, SILOS Y SIMILARES

Los factores 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 68

En este tipo de estructuras, además de los efectos estáticos, deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos a partir de lo establecido en el artículo LXXXIII.1

TABLA 68

FACTORES DE PRESION PARA CHIMENEAS Y SILOS.

Forma de la sección transversal	Relación de esbeltez *		
	1	7	25
Cuadrada	1.3	1.4	2.0
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

* La relación de esbeltez se define como la relación de altura a lado menor de la estructura. Se interpolará linealmente para valores intermedios.

III) ANTENAS O TORRES DE SECCION PEQUEÑA

Para el diseño de antenas o torres hechas a base de armaduras, de sección transversal cuadrada o triangular, en que la mayor dimensión de su sección transversal es menor a un metro, el coeficiente de empuje se calculará con la siguiente expresión.

$$C = 4 - 5.5 \Phi \text{ es la relación de solidez.}$$

Para antenas cuyos miembros son de sección circular (tubos), el coeficiente de empuje podrá reducirse multiplicándolo por 0.7.

IV) PAREDES RECTANGULARES VERTICALES

Cuando el viento actúe perpendicularmente a la superficie expuesta, se tomará $C = 0.75$ en el lado del barlovento y para sotavento $C = - 0.68$. Para analizar la estabilidad de paredes aisladas, como bardas, se sumarán los efectos de succión y presión, tomando en consideración los efectos de excentricidades accidentales figura 67.a.

V) EDIFICIOS PRISMATICOS RECTANGULARES

En paredes de barlovento y sotavento se usarán los coeficientes de empuje señalados en la fracción IV de este artículo. En las paredes paralelas a la dirección del viento, así como en el techo, si éste es horizontal, se distinguirán tres zonas; en la primera, que se extiende desde la arista de barlovento hasta una distancia $0.33 H$, se toma $C = - 1.75$; en la

segunda que abarca hasta 1.5 H desde la misma arista, $C = -1.0$ y en el resto $C = -0.40$, figura 67.a.

VI) CUBIERTAS DE ARCO CIRCULAR

Cuando el viento actúe paralelo a las generatrices de la cubierta se usarán los coeficientes señalados en la fracción anterior.

Cuando el viento actúe perpendicularmente a las generatrices de la cubierta, se distinguiran tres zonas; barlovento, que se extiende hasta el punto en que la tangente a la cubierta forma un ángulo de 45° respecto a la horizontal; entre puntos en que las tangentes forman ángulos de 45° y 135° respecto a la horizontal, y de sotavento, a partir del límite de la zona central, figura 67.b.

a) Zona de barlovento:

D

$$\text{si } \frac{D}{B} \leq 0.20, \quad c = -0.70$$

B

D

D

$$\text{si } \frac{D}{B} \geq 0.20, \quad c = 4.35 \frac{D}{B} - 1.57$$

B

B

donde:

B = claro de la cubierta en m

D = flecha de la cubierta en m.

b) Zona central:

$$C = -0.95 \text{ ----- } -0.71$$

D
B

c) Zona de sotavento:

$$C = -0.55$$

VII) CUBIERTAS DE DOS AGUAS

Cuando el viento actúe paralelo a las generatrices de la cubierta, se establecen las zonas y valores de coeficientes indicados en la fracción V de este artículo. Cuando el viento actúe perpendicularmente a las generatrices de la cubierta, se considerará en la superficie de barlovento la existencia de las tres zonas mencionadas en la misma fracción V.

Los coeficientes de empuje dependen de la inclinación del techo y de acuerdo con los valores indicados en la tabla 69, figura 67.c.

TABLA 69

VALORES DEL COEFICIENTE DE EMPUJE C EN CUBIERTAS DE DOS AGUAS

INCLINACION DEL TECHO θ CON RESPECTO A LA HORIZONTAL	SUPERFICIE DE BARLOVENTO			SUPERFICIE DE SOTAVENTO
	Z	O	N A S	
	DE BARLOVENTO	CENTRAL	DE BARLOVENTO	
$< 15^\circ$	-1.75	-1.00	-0.40	-0.68
$15^\circ \leq \theta \leq 65^\circ$ Tómese el mayor de los siguientes	$-2.1 + 0.023 \theta$ 0.012θ	$-1.2 + 0.013 \theta$ 0.07θ	-0.40	-0.68
$> 65^\circ$	0.75	0.75	0.75	-0.68

VIII) CUBIERTA CON UNA SOLA AGUA

Cuando el viento actúe paralelo a las generatrices de la cubierta, se establecen las zonas y valores de coeficientes indicados en la fracción V de este artículo. Cuando el viento actúe perpendicularmente a las generatrices horizontales, y la cubierta esté en barlovento, se usarán los mismos coeficientes de empuje señalados en la fracción V de este artículo.

Si la cubierta es una superficie en sotavento y su inclinación excede los 15° , se usará $C = -0.68$. Si la inclinación es menor, se tratará como cubierta horizontal empleándose los coeficientes mencionados en la fracción V de este artículo figura 67.d.

IX) CUBIERTAS EN FORMA DE DIENTE DE SIERRA

Cuando el viento actúe perpendicularmente a las generatrices, la superficie del primer diente estará sometida a presiones iguales a las definidas en la fracción VIII de este artículo.

En los demás dientes, se considerará $C = -0.68$.

X) ESTRUCTURAS CILINDRICAS

- a) Para estructuras cilíndricas en las cuales se intenta revisar la estabilidad general, y que tengan una altura H y un diámetro d , el coeficiente de empuje dependerá de la relación H/d , y de la rugosidad de la superficie del cilindro, de acuerdo con los valores indicados en la tabla 70 figura 67.e.

TABLA 70

VALORES DEL COEFICIENTE DE EMPUJE EN ESTRUCTURAS CILINDRICAS.

RUGOSIDAD DE LA SUPERFICIE EXTERIOR	COEFICIENTES DE EMPUJE		
	$H/d = 1.0$	$H/d = 7.0$	$H/d = 25$
Lisa (metal, madera ó concreto)	0.45	0.50	0.55
Rugosa ó con barras cilíndricas contra vórtices.	0.70	0.80	0.90
Muy rugosa ó con placas contra vórtices	0.80	1.00	1.20
Sección transversal poligonal	1.00	1.20	1.40

- b) Cuando la estructura cilíndrica esté cubierta por una superficie esférica, en la cual el radio sea superior o igual a $1.5d$, se usará un coeficiente, $C = -1.00$, aplicado al área expuesta horizontal, para valuar la succión total sobre la cubierta figura 67.e
- c) Para revisar la pared lateral de depósitos cilíndricos, se supondrá una distribución variable depresión a lo largo del perímetro y se usarán los coeficientes de empuje que aparecen en la tabla 71. El ángulo central se mide a partir del diámetro paralelo a la dirección del viento y desde el extremo correspondiente a barlovento. Figura 67.e.

XI) TRABES Y ARMADURAS

En traveses y armaduras aisladas, se usará un coeficiente de empuje de $C = 2.0$ cuando están constituidas por elementos de sección transversal plana. Cuando alguna trabe o armadura se encuentre protegida en el lado de barlovento, el coeficiente de empuje puede reducirse hasta $r \cdot x$, donde:

$r = 0.1$ en traveses de alma llena y 1.5 en armaduras

$x =$ relación entre la separación y peralte de las traveses.

TABLA 71

COEFICIENTES DE EMPUJE EN PAREDES DE ESTRUCTURAS CILÍNDRICAS.

ANGULO CENTRAL EN GRADOS.	COEFICIENTE DE EMPUJE		
	$H/d = 1$	$H/d = 7$	$H/d = 25$
0	1.0	1.0	1.0
15	0.8	0.8	0.8
30	0.1	0.1	0.1
45	- 0.7	- 0.8	- 0.9
60	- 1.2	- 1.7	- 1.9
75	- 1.6	- 2.2	- 2.5
90	- 1.7	- 2.2	- 2.6
105	- 1.2	- 1.7	- 1.9
120	- 0.7	- 0.8	- 0.9
135	- 0.5	- 0.6	- 0.7
150	- 0.4	- 0.5	- 0.6
165	- 0.4	- 0.5	- 0.6
180	- 0.4	- 0.5	- 0.6

Para el diseño de estructuras continuas se deberá analizar cada sección críticas, considerando que en cada caso actúa la acción del viento de manera independiente, usando entre 75 y 100 por ciento del valor máximo para C, como condición alterna de diseño.

Para el diseño de armaduras se deberá considerar en adición al empuje FL en el sentido del viento, el empuje transversal FT calculados mediante el empleo de las ecuaciones.

$$FL = N C_L V_z^2 A$$

$$FT = N C_T V_z^2 A$$

donde:

A = área expuesta por el perfil que se analice

V_z = velocidad de diseño

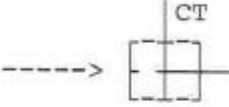
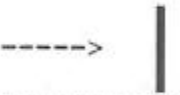
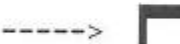
C_L y C_T = coeficientes de empuje longitudinal y transversal, definidos en la tabla 72.

TABLA 72

COEFICIENTES DE ARRASTRE Y EMPUJE PARA DIVERSOS PERFILES

TABLA 72

COEFICIENTES DE ARRASTRE Y EMPUJE PARA DIVERSOS PERFILES

FORMA Y DIRECCIÓN DEL VIENTO	CL	CT	FORMA Y DIRECCIÓN DEL VIENTO	CL	CT
	2.03	0		1.83	2.07
	1.96	0		1.99	-0.09
	2.01	0		1.62	-0.48
	2.04	0		2.01	0
	1.81	0		1.99	-1.19
	2.00	0.30		2.19	0

XII) PRESIONES INTERIORES

Cuando las paredes de una construcción puedan tener averturas que abarquen más de 30 por ciento de superficie, deberá considerarse en el diseño de los elementos estructurales el efecto de las presiones adicionales que se generan por la penetración del viento en el interior de las construcciones. Estas presiones se considerarán actuando uniformemente en las partes interiores de las paredes y techo y se determinarán empleando los factores de empuje que se indican a continuación, en función de la posición de las aberturas que puedan existir en las paredes de la construcción.

	C
Aberturas principalmente en la cara de barlovento	0.80
Aberturas principalmente en la cara de sotavento	- 0.6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento	- 0.5
Aberturas uniformemente distribuidas en las cuatro caras	- 0.3

Para porcentajes de aberturas de cero a 30%, se interpolará partir de ± 0.3

CAPITULO LXXVIII EFECTOS DE TURBULENCIA EN ESTRUCTURAS TIPO 2

ARTICULO LXXVIII

Los efectos estáticos y dinámicos debidos a la turbulencia del viento podrán tomarse en cuenta en construcciones Tipo 2, si en la ecuación del artículo LXXVII.1 la velocidad de diseño se toma igual a la especificada en el art. LXXVI.1 multiplicada por el factor de ráfaga de 1.3.

CAPITULO LXXVIII EFECTO DE VORTICES ALTERNANTES EN ESTRUCTURAS TIPO 3

ARTICULO LXXVIII.1

Para considerar este efecto, que generalmente se presenta en cilindros, se analizará la estructura suponiendo la existencia de una fuerza horizontal transversal que varía armónicamente con el tiempo.

Dicha fuerza se calculará mediante las expresiones a) y b) siguientes, seleccionándose como valor de diseño la que provoque la condición más desfavorable en la estructura

$$a) \quad F = p \frac{C_k}{C} d \left(\sin \frac{2 \pi t}{T} \right)$$

$$b) \quad F = 1.6 p \frac{C_k}{C} \frac{T}{T_o} d \left(\sin \frac{2 \pi t}{T_o} \right), \text{ donde:}$$

F = fuerza alternante resultante por unidad de longitud a lo largo del eje de la estructura y en sentido perpendicular a la dirección del viento, en kg/m

t = tiempo en segundos

p = presión de diseño en kg/m²

d = diámetro de la sección transversal en m, o ancho de la sección perpendicular al flujo en secciones rectangulares

T = período de la fuerza alternante, igual a $18 \sqrt{d/v}$, para secciones circulares y a $25 \sqrt{d/v}$ para rectangulares

T_o = período fundamental de la estructura

C = coeficiente de empuje

C_k = coeficiente que depende del valor de V_{zd} .

Sección circular:

$$C_k = 1 \quad \text{si } V_{zd} \leq 50$$

$$40$$

$$C_k = 0.2 + \frac{10}{V_{zd}} \quad \text{si } V_{zd} > 50$$

$$V_{zd}$$

Sección rectangular:

$$C_k = 1.5 \quad \text{si } V_{zd} \leq 50$$

$$50$$

$$C_k = 0.5 + \frac{V_{zd}}{50} \quad \text{si } V_{zd} > 50$$

CAPITULO LXXX USO DE BARRAS CONTRA VORTICES

ARTICULO LXXX.1

En zonas donde se presentan altas velocidades del viento, se recomienda el empleo de barras contra vórtices para evitar la generación de éstos en estructuras cilíndricas. Estas barras podrán ser tubos o placas adheridas a la superficie exterior del cilindro, a lo largo de espirales que rodeen a esta superficie.

Los tubos tendrán un diámetro igual a la vigésima parte el diámetro de la estructura; y distarán entre si diez veces el diámetro de ésta y se aplicarán en toda la longitud del cilindro.

Las placas metálicas sobresaldrán la décima parte del diámetro del cilindro, con un paso de cinco diámetros, colocados en espiral, desplazadas en 120°.

Al emplear barras contra vórtices en una construcción cilíndrica se debe considerar la modificación del coeficiente de empuje que se menciona en la fracción X del artículo LXXVIII.

CAPITULO LXXXI INESTABILIDAD AEROELASTICA EN ESTRUCTURAS TIPO 4

ARTICULO LXXXI.1

Para diseñar las construcciones del Tipo 4 se adoptarán los criterios publicados, que tomen en consideración la turbulencia de inestabilidad aeroelástica; presentando a la Secretaría, estudios especiales que justifiquen la estabilidad de las construcciones de este tipo.

CAPITULO LXXXIII ANALISIS ESTRUCTURAL

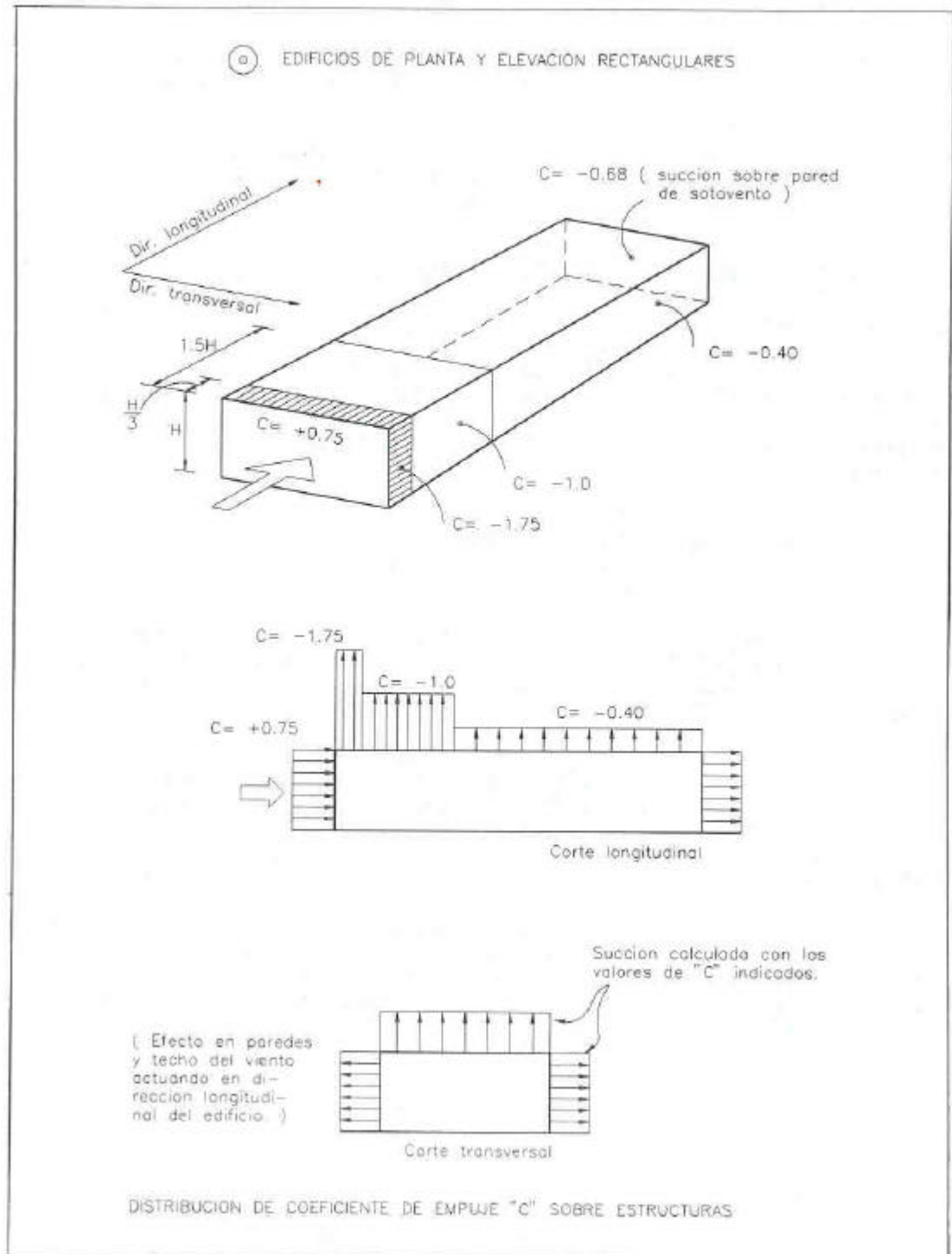
ARTICULO LXXXIII.1

En estructuras en que las fuerzas laterales debidas al viento, son resistidas por marcos y/o muros, esta fuerza supuesta en el centro de rigidez de cada piso, se distribuirá en proporción a la rigidez al cortante de los elementos resistentes.

A los efectos de la fuerza directa del viento se sumarán los efectos de torsión debido a su excentricidad de cálculo y accidental respecto al centro de rigidez de cada piso.

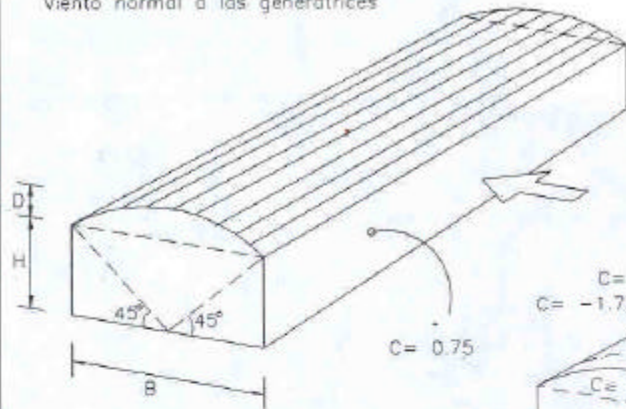
ARTICULO LXXXIII.2

En las estructuras de tipo de muros cargadores que satisfacen los requisitos establecidos en este reglamento para las construcciones del Tipo 1, se seguirá el método simplificado de análisis que se propone en este reglamento sustituyendo las fuerzas sísmicas por las fuerzas de viento.

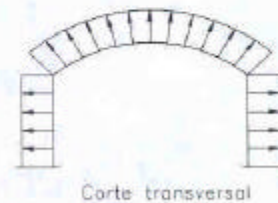
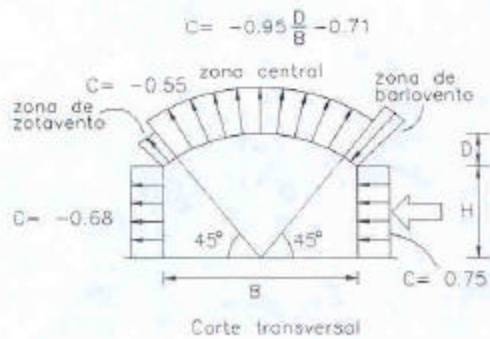
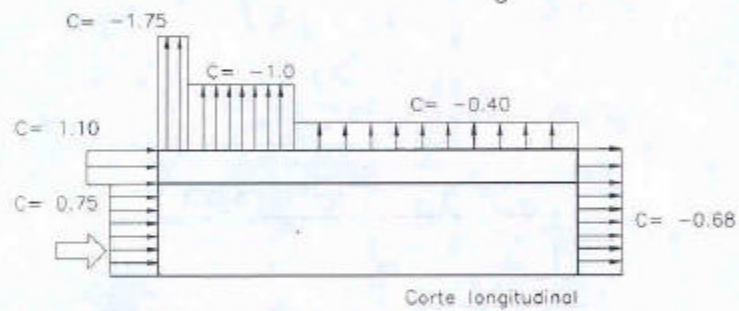
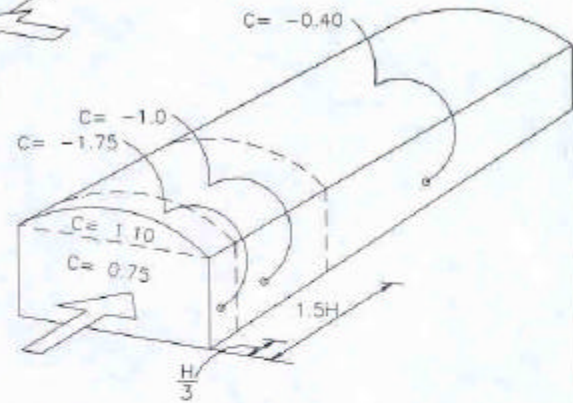
FIGURA 4

(b) CUBIERTAS DE ARCO CIRCULAR

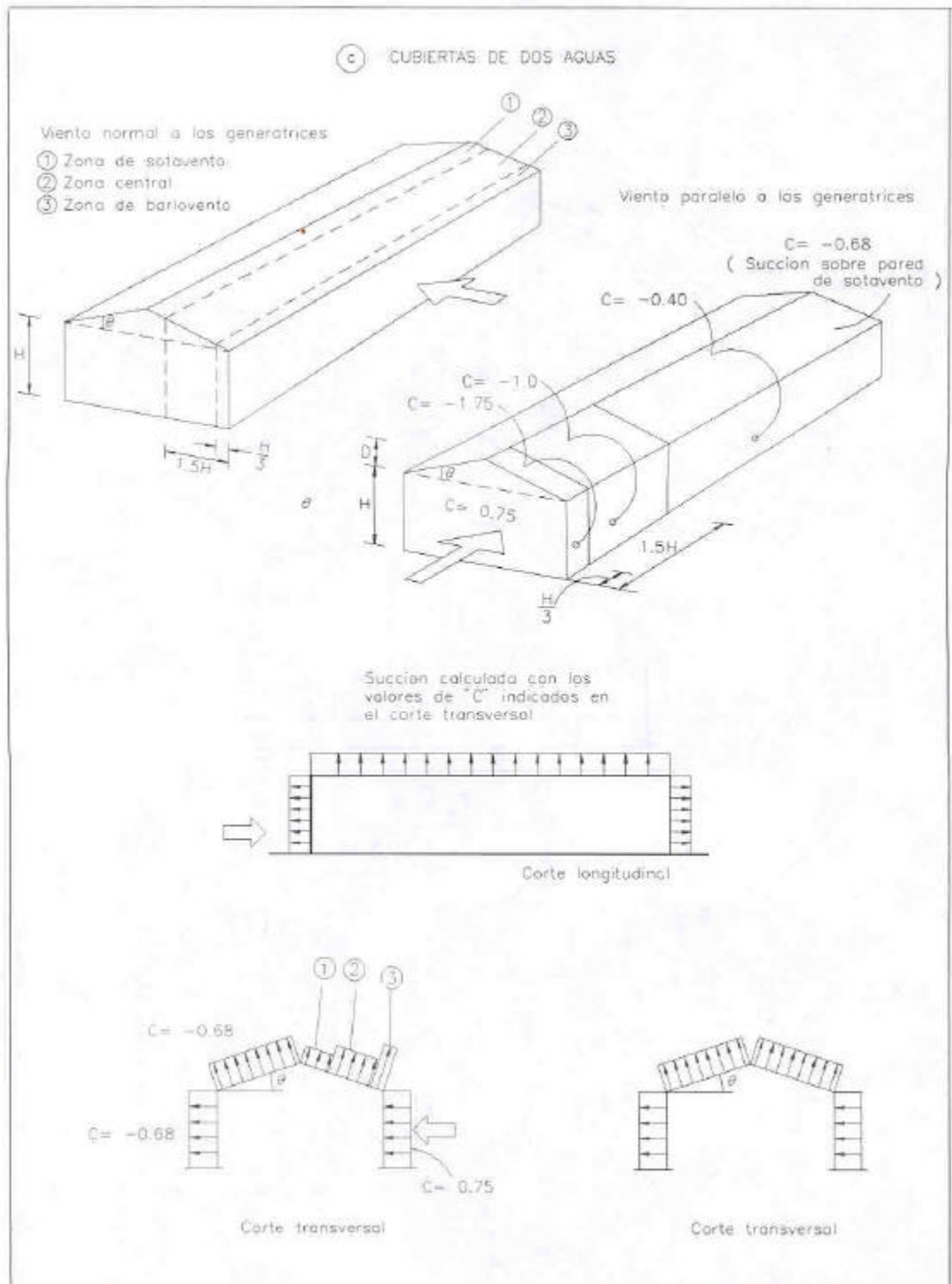
Viento normal a las generatrices



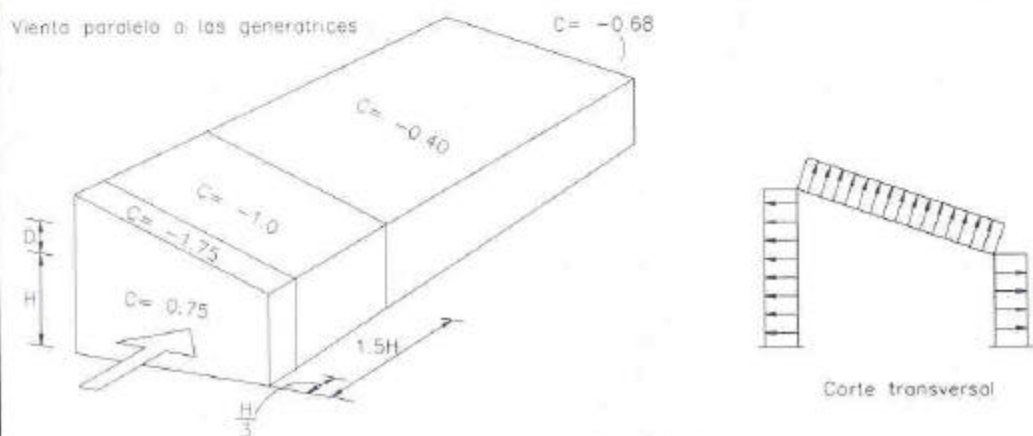
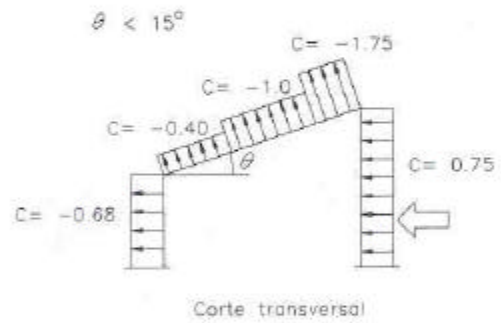
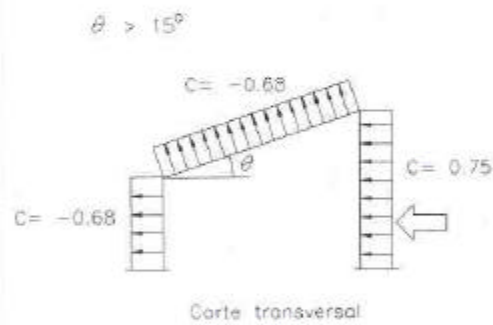
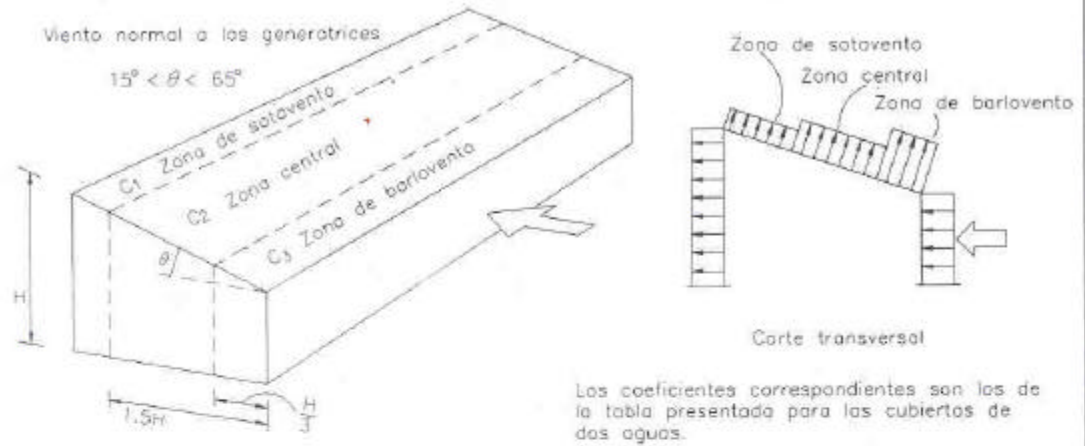
Viento paralelo a las generatrices



Succión calculada con los valores de "C" indicados en el corte longitudinal
Viento paralelo a las generatrices
Viento normal a las generatrices



d CUBIERTAS DE UN AGUA



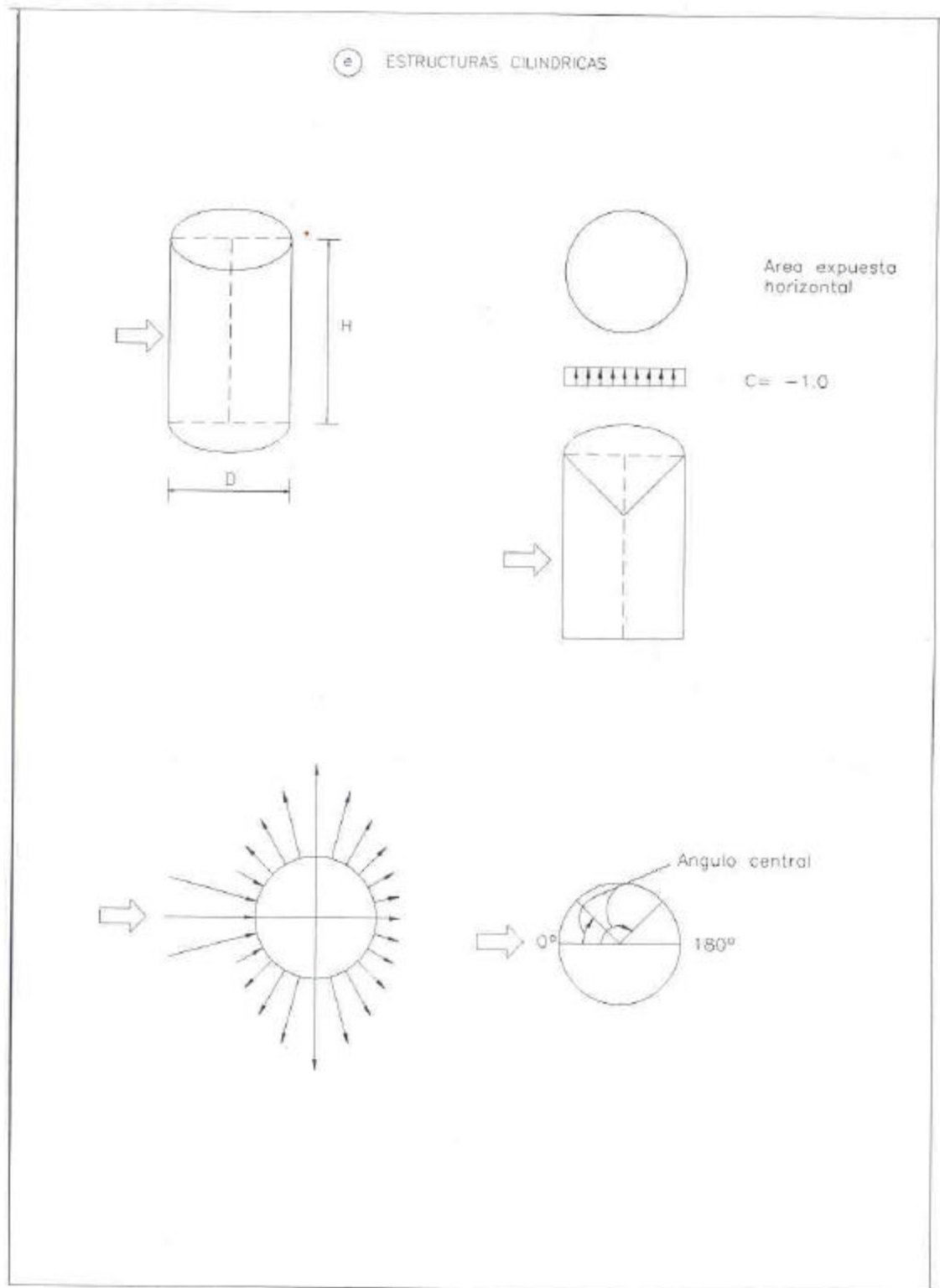


FIGURA 5



CAPITULO LXXXIII EMPUJES DINAMICOS PARALELOS AL VIENTO

ARTICULO LXXXIII.1

En construcciones pertenecientes al Tipo 2, los efectos estáticos y dinámicos debidos a la turbulencia se tomarán en cuenta multiplicando la presión de diseño por un factor de ráfaga determinado con la siguiente expresión:

$$G = 0.46 + g \sqrt{\frac{R}{C_z} \left(B + \frac{SF}{B} \right)} \geq 1$$

0.58 1

En donde $g = \sqrt{2 \ln(3600 \text{ no})} + \frac{\text{-----}}{\sqrt{2 \ln(3600 \text{ no})}}$

0.08 para la exposición C

R = 0.16 para la exposición B

0.34 para la exposición A

$$B = \frac{4}{3} \left(\frac{914}{H} \right)^{\frac{1}{3}} \text{ o } \frac{1}{\left(\frac{1 + \frac{1}{\left(\frac{\pi}{8 \text{ no } H} \right)^{\frac{1}{3}}} \right)} \left(\frac{1 + \frac{1}{\left(\frac{\pi}{10 \text{ no } b} \right)^{\frac{1}{3}}} \right)} \right)^{\frac{4}{3}} dx$$

$$S = \frac{\pi}{3} \frac{1}{1 + \frac{1}{\left(\frac{\pi}{8 \text{ no } H} \right)^{\frac{1}{3}}}} \frac{1}{1 + \frac{1}{\left(\frac{\pi}{10 \text{ no } b} \right)^{\frac{1}{3}}}}$$

$$3 \text{ VH} \quad \text{VH}$$

$$F = \frac{X_o^2}{1 + X_o^{4/3}}$$

$$X_o = (1220 \text{ no/VH})$$

$$\text{VH} = 22.2 \sqrt{(K \text{ } C_z)}$$

G = factor de ráfaga

G = factor de pico

R = factor de rugosidad

B = factor de turbulencia de fondo

S = factor de tamaño

no = frecuencia del modo fundamental de la estructura

H = altura de la estructura, en m

β = fracción del amortiguamiento crítico

Ln = indica logaritmo natural

Cz = factor correctivo por altura

K = factor correctivo por exposición.

ARTICULO LXXIII.2

Los factores K y Cz dependen de las condiciones de exposición de la construcción en estudio; para su determinación se consideran tres zonas de ubicación.

- A. 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.

- B. Zona típida 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 caso A.
- C. Zona de terreno abierto. Pocas o nulas obstrucciones al flujo del viento, como en campo abierto o en promontorios.

La tabla 73 indica los valores de K que deben adoptarse para las zonas anteriores.

El factor C_z se tomará igual a uno para alturas hasta de 10 m sobre el nivel del terreno, y, para alturas mayores, igual a.

$$C_z = \frac{Z^{2/a}}{10}$$

z es la altura del área expuesta sobre el nivel del terreno y el coeficiente a se indica en la tabla 73, según la zona de ubicación.

TABLA 73

FACTORES DE CORRECCION DE LA PRESION DE VIENTO POR CONDICIONES DE EXPOSICION.

		Z O N A		
		A	B	C
		0.65	1	1.6
K	a	3.6	4.5	7.0

CAPITULO LXXXIV EFECTO DE VORTICES PERIODICOS SOBRE ESTRUCTURAS PRISMATICAS

ARTICULO LXXXIV.1

En el diseño de las estructuras tipo 3 deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos generales y locales de las fuerza perpendiculares a la dirección del viento causadas por vortices alternantes.

ARTICULO LXXXIV.2

El efecto de las vibraciones generales se presentan mediante fuerza estáticas equivalentes perpendiculares a la acción del viento. Se determinará una fuerza FL por unidad de longitud del eje de la pieza, con la siguiente ecuación.

CT

$$FL = \frac{CT}{2\beta} 0.0048 V^2_{cr} d$$

donde:

FL = fuerza por unidad de longitud, kg/m

β = coeficiente de amortiguamiento de la estructura, como porcentaje del amortiguamiento crítico

CT = factor de empuje transversal

Vcr = velocidad crítica del viento

d = dimensión de la estructura perpendicular a la dirección del viento.

La velocidad crítica del viento, para la cual se generan los vórtices, se calculará para estructuras de sección circular como:

$$V_{cr} = 5 n_0 d$$

Donde “no” es la frecuencia natural de vibración de la estructura en el modo fundamental.

El factor de empuje transversal CT podrá tomarse como 0.28 para estructuras de sección circular.

ARTICULO LXXXIV.3

Para el diseño local en flexión perpendicular a la dirección del viento por efecto de vorticidad, de estructuras de pared delgada, tales como algunas chimeneas, deberá considerarse la respuesta de cada anillo de ancho unitario, tomando de cualquier altura de la estructura, a una fuerza alternante normal al flujo con magnitud dada por la ecuación del artículo LXXXIV.2.

ARTICULO LXXXIV.4

Los requisitos de los artículos LXXXIV.2 y LXXXIV.3 pueden omitirse en los siguientes casos:

- 1) Cuando 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.
- 2) 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 dada en el artículo LXXXIV.2, excede de:

$$\frac{1}{2}$$

$$P_o K C_z$$

$$-----$$

$$0.062$$

donde:

P_o = presión básica de diseño, se tomará igual a 30 kg/m² para las estructuras comunes y a 35 kg/m² para aquellas clasificadas como del grupo A en los artículos I.1 parte 1 o bien LXXXV.2, parte 2.

TITULO I ANALISIS SISMICO

NOTACION:

Los símbolos se definen ó explican al aparecer; el que tiene varios usos se incluyen los artículos que lo definen o usan:

A grupo de edificación en (el art. LXXXV.2), área de la cimentación en m^2 , (art. LXXXV.2)

a ordenada del espectro de aceleraciones en función de la gravedad, (art. XVI.1)

B zona sísmica del Estado en figura 10,1; grupo de edificación en (art. LXXXV.2), base de tablero o vidrio en (art. LXXXVII.2), o zona sísmica del Estado (art. LXXXV.5)

C' factor C reducido, (art. LXXXVI.8)

c coeficiente sísmico, (art. LXXXV.5), usados en (art. XCI.1)

d dimensión de la base en la dirección perpendicular al eje de rotación, (art. LXXXV.6), diferencia en valores de aceleración a/Q' en (art. LXXXVII.6)

di distancia del pilote I-ésimo al eje centroidal de rotación

Ei pendiente inicial de curva en prueba de compresión simple, (art. LXXXV.1)

e dimensión de la base en la dirección paralela al eje de rotación (art. LXXXV.6)

es excentricidad torsional, (art. LXXXV.7), definida en (art. LXXXVI.6)

Fi fuerza de inercia al nivel i calculada como se indica en (art. LXXXVI.2)

G módulo de rigidez del suelo, (art. XCIII.1), ver (cap. LXXXVI)

Gi módulo de rigidez, (art. LXXXV.1)

g aceleración de la gravedad

H profundidad de los depósitos firmes profundos, (art. XCIII.1) altura de tablero de vidrio, (art. LXXXVII.2)

Hi espesor del i-ésimo estrato en m, (art. LXXXV.1)

h distancia entre dos pisos consecutivos, (art. LXXXV.9)

- I momento de inercia, (art. XCIII.1)
- I/L inercia entre claro, (art. LXXXV.3)
- i índice de capa de suelo, pilote, zapata, nivel o respuesta modal
- J momento de inercia neto del peso de la construcción sin incluir el peso del suelo desalojado, en ton-m², art. LXXXVIII.2
- Kp rigidez de la cimentación a la rotación producida por la rigidez axial de pilotes de punta, en ton-m
- Kpi rigidez vertical del i-ésimo pilote, en ton/m
- Kr rigidez equivalente del suelo a la rotación de superficie plana, en ton-m/radian
- Kv rigidez equivalente del suelo al movimiento vertical de superficie plana de la cimentación, en ton/m
- kvi valores de la tabla 79 en ton/m radian
- Kx rigidez equivalente del suelo bajo la estructura en la dirección horizontal que se analiza, en ton/m
- kxi valores de la tabla 79 en ton/m
- L longitud
- Mo momento de volteo en la base de la estructura
- N número en niveles, (art. LXXXVI.9)
- n número de pilotes, (art. XCIII.1)
- Q factor de reducción por comportamiento sísmico, tabla 75
- Q' factor reductivo para análisis dinámico modal, (art. XCI.3)
- q factor reductivo, (art. CX.1), $q = \frac{T_b}{T_r}$
- RN relación de suma I/L de tabes a la de las columnas
- Rr radio equivalente de la cimentación para el cálculo de Kr por rotación.
- Rx radio equivalente de la cimentación a movimientos horizontal a vertical
- RN relación de suma I/L de trabes a la de columnas inferiores inmediatas

r	exponente, tabla 78
S	respuesta que puede ser fuerza cortante, momento de volteo desplazamiento lateral, etc.
Si	la S del modo I
T	período de vibración
Tr	período fundamental de la estructura por rotación como cuerpo rígido alrededor del eje centroidal de su base
Ta, Tb	períodos característicos de espectros, tabla 78
Ts	período dominante máximo del suelo del lugar
Tx	período fundamental de translación de la base con la estructura infinitamente rígida en la dirección que se analiza.
To	período fundamental de la estructura si se apoyara sobre base rígida
T1	período característico de espectro, tabla 74 o período corregido por interacción con el suelo, (art. XCIII.1)
T2	período característico de espectro, tabla 74
V	fuerza cortante en entrepiso
Vo	fuerza cortante en la base
W	peso del edificio o peso de la construcción encima del entrepiso que se considera
Wi	peso del nivel i
Wo	valor de w en la base de la estructura
W'o	peso neto total de la construcción al nivel de desplante incluyendo cimientos sin el suelo desalojado
Xi	desplazamiento del nivel i, distancia de zapata al centroide
Y	desplazamiento del centro de gravedad de la estructura, sin tener en cuenta las deformaciones locales del terreno (art. LXXXV.6)
Ys	desplazamiento del centro de gravedad de la estructura, producido por las deformaciones locales del terreno, (art. LXXXV.6)
Z	relación de desplazamiento horizontales, tabla 77

α	factor de zona sísmica del estado, tabla 77
β	$0.4 + 0.1 \text{ d/e}$
τ_i	peso volumétrico del estrato i, ton/m ³ , (art. LXXXXV.1)
μ	módulo de poissón del suelo
μ	

CAPITULO LXXXV DISPOSICIONES GENERALES

ARTICULO LXXXV.1

Se consideran los siguientes tipos de terreno atendiendo a su rigidez:

Tipo I. Terreno firme.

Tipo II Terreno de transición o relleno de formación muy reciente.

Tipo III Terreno blando muy comprensible.

Aunque se hagan estos tipos de consideraciones en cuanto a los tipos de terreno, será necesario que para el diseño de toda estructura se realice un estudio de mecánica de suelos con la finalidad de determinar con certeza sus características y clasificación correspondiente.

Los coeficientes de diseño sísmico para cada uno de éstos tres tipos de terreno se especifican en el artículo LXXV.5 y el capítulo LXXXVI.

Mediante el desarrollo de estudios especiales, cualquier terreno del tipo III se podrá clasificar como alguno de los dos primeros de acuerdo con el siguiente procedimiento:

a) se localizará el nivel del terreno firme, nivel bajo el cual todos los suelos tengan módulos de rigidez mayores de 50 000 ton/m², o requieran más de 50 golpes por cada 30 cm, en la prueba de penetración estandar.

b) Para estratos comprendidos entre el nivel del terreno firme y el nivel en que las aceleraciones horizontales del terreno se transmitan a la construcción, se calculará:

$$H_i (\tau_i / G_i)$$

donde:

H_i = Espesor del i-ésimo estrato en m

τ_i = su peso volumétrico en ton/m³

G_i = módulo de rigidez en ton/m²

Si $\sum H_i \sqrt{(\tau_i/G_i)} < 0.20$ El terreno se considerará firme, del tipo I

Si $0.20 < \sum H_i \sqrt{(\tau_i/G_i)} < 0.45$ El terreno se considerará de transición del tipo II.

A falta de información más precisa, para la aplicación del criterio anterior puede tomarse para τ_i el valor de 1.5 ton/m³, y los valores de G_i pueden estimarse como $G_i = 0.35 E_i$; en que E_i es la pendiente inicial de la curva esfuerzo-deformación de una prueba de comprensión simple.

Para esta clasificación se tomarán en cuenta todos los suelos que se encuentran debajo del nivel en que las aceleraciones horizontales se transmiten en la construcción, por ejemplo en el caso de un cajón de cimentación, éste nivel correspondería al deplante de la losa inferior.

ARTICULO LXXXV.2

Las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

GRUPO A. Estructuras que sean especialmente importantes a raíz de un sismo o que en caso de fallar causarían pérdidas directas o indirectas, excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad.

Tal es el caso de subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos; hospitales, escuelas, auditorios, templos, salas de espectáculos, estaciones, terminales de transportes, monumentos, museos y locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura.

GRUPO B. Estructuras cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, bancos, restaurantes, casas para habitación privada, hoteles, edificios de apartamentos y oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5 m y todas aquellas estructuras cuya falla por movimiento sísmico pueda poner en peligro otras construcciones de éste tipo grupo o del A.

GRUPO C. Estructuras cuya falla implicaría un costo pequeño y no pueda normalmente causar daños a construcciones de los primeros grupos. Se incluyen en el presente grupos bardas con altura no mayor de 2.5 m y bodegas provisionales para la construcción de obras pequeñas.

ARTICULO LXXXV.3

Clasificación de las construcciones según su estructura:

Tipo I. Dentro de éste se agruparon:

a) Estructuras en que las fuerzas laterales son resistidas por marcos no contraventeados cuya relación altura-base no exceda de 5; en los que el promedio de $RN > 1/9$ (un noveno).

donde:

RN = relación de la suma de rigideces relativas I/L de las trabes de cada nivel entre la suma de rigideces relativas de las columnas del entrepiso inmediato inferior

I/L = rigidez relativa del elemento considerado; momento de inercia entre claro.

b) Estructura en que las fuerzas laterales son resistidas por marcos no contraventeados entre cuyas trabes y columnas existe continuidad o cuya resistencia lateral es proporcionada por muros de concreto o mampostería, la relación altura total-base no debe excederse de 3. Si el marco no está contraventeado en todas las crujías al determinar éste valor se tomará en cuenta como base venteadas.

C) Estructuras en que el 50 por ciento o más de su masa se halla en el extremo superior y que tienen un solo elemento resistente en la dirección de análisis. Se incluyen en éste tipo los péndulos invertidos.

Tipo II. Pertenecen a este tipo:

a) Los edificios descritos en el Tipo I, inciso a) en que la relación altura-base es mayor de 5 o en los que el promedio RN es menor que $1/9$ (un noveno).

b) Los edificios descritos en el Tipo I, inciso b) en que la relación altura-base es mayor que 3, no siendo necesario que las trabes y columnas estén unidas en forma de asegurar la continuidad de momentos.

c) Estructuras en que las fuerzas laterales son resistidas por la acción combinada de marcos y muros.

b) Estructuras cuya deformación ante fuerza lateral sea esencialmente como la de una viga de flexión en voladizo, con excepción de los péndulos invertidos considerados en el Tipo I.

Tipo III. ESTRUCTURAS ESPECIALES

Son aquellos que no puedan incluirse dentro de los tipos anteriores o que están sujetas a efectos adicionales como son muros de retención y los tanques.

ARTICULO LXXXV.4

En este reglamento se presentan tres métodos de análisis sísmico:

a) Método simplificado descrito en el artículo LXXXVI.9

b) Método estático descrito en el capítulo LXXXIX

En cada uno de esos artículos se fijan las limitaciones para su aplicación.

ARTICULO LXXXV.5

Se entiende por coeficiente sísmico, C, al coeciente de la fuerza cortante horizontal en la base de la estructura sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel.

Para el cálculo de W se tomarán las cargas muertass y vivas que se especifican en el título B parte 2.

En el método estático del análisis sísmico de las construcciones tratado en el capítulo LXXXVI, se emplearán los coeficientes sísmicos que se indican en la tabla 74 para el grupo B, de edificaciones de acuerdo con la zona sísmica y el tipo de terreno.

Para el gurpo A, se multiplicarán los valores del grupo B por 1.5

El grupo C no requiere ser analizado por sismo.

TABLA 74

VALORES DE C, PARA EL GRUPO DE EDIFICACIONES T1, T2 PARA
DISTINTAS ZONAS SISMICAS DEL ESTADO

ZONA SISMICA	TIPO DE SUELO	C	TI	T2
B	I	0.16	0.4	0.6
	II	0.20	0.75	1.5
	III	0.24	1.0	2.5
C	I	0.24	0.3	0.5
	II		0.6	1.2
	III		0.8	2.2

T1 Y T2 están en segundos. Enel artículo LXXXVI.8 se explica como emplearlos.

En la figura 6 se indican las zonas sísmicas del Estado.

FIGURA 6

ARTÍCULO LXXXV.6

Para fines de cálculo de fuerzas internas en la estructura del producto CW se dividirá entre el factor Q que se especifica en la tabla 75

Para el cálculo de deformaciones y desplazamientos se usará el valor CW sin reducción.

El factor Q podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las ductilidades de ésta en dichas direcciones.

Para estructuras situadas en la zona III en que las deformaciones verticales del suelo debidas a las fuerzas sísmicas que actúan en el edificio, contribuyan significativamente a los desplazamientos de éste, los valores de Q que se especifican para los casos 1 y 2 de la tabla 75 se sustituirán por la expresión:

$$\frac{Q Y + Y_s}{Y + Y_s}$$

donde:

Y = desplazamiento del centro de gravedad de la estructura, calculado sin tener en cuenta las deformaciones locales del terreno

Ys = desplazamiento del centro de gravedad de la estructura, producido por las deformaciones locales del terreno.

Para calcular Ys puede suponerse que la rigidez angular está dada por la siguiente expresión:

G

$$K_y = \frac{G}{1 - \nu} B e d^2$$

donde:

G = módulo de rigidez del suelo de desplante obtenido como se indica en el artículo LXXXV.1

JLI = relación de Poissón, aproximadamente igual a 0.4

e = dimensión de la base en la dirección paralela al eje de rotación

d = dimensión de la base en la dirección perpendicular al eje de rotación

B = una función igual a $0.4 + 0.1 d/e$.

TABLA 75

FACTORES DE REDUCCION Q

CASO	TIPO DE ESTRUCTURA	REQUISITOS	Q
1	I	La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero con zona de fluencia definida que cumpla con las siguientes condiciones: a. Las vigas y columnas deberán satisfacer los requisitos de las secciones compactas del título G parte 2 b. El promedio de los factores de seguridad para fuerza cortante en todos los entrepisos no podrá ser mayor que 1.25 veces el mínimo de dichos factores de seguridad. Se entiende aquí por factor de seguridad el cociente entre la resistencia al cortante de un entrepiso y la fuerza cortante que actúa en ese entrepiso. c. Los tableros de piso irán arriostrados con diagonales a los nodos de la estructura o serán losas de concreto unidas con conectores a las vigas. d. Los muros deben estar ligados a la estructura de tal forma que no impidan la deformación de esta.	4
2	II	La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero que no cumplan con los requisitos del caso 1. Los muros irán ligados a la estructura como se indica en el caso 1. O bien, la resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos contraventeados o rigidizados con muros de concreto, pero la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos es cuando menos el 25 por ciento de la total requerida. El promedio de los factores de seguridad para fuerza cortante en todos los entrepisos no es mayor que 1.5 veces el mínimo de los factores de seguridad.	3
3	I y II	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada cuando	2

menos en un entrepiso por marcos de madera, acero o de concreto reforzado, contraventados o no, rigidizados con muros o no, que no cumplan con los requisitos del caso 2. O bién, la resistencia a fuerzas laterales, está dada por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos y dals o losas, o por columnas y trabes de concreto reforzado o de acero. Estos muros y su confinamiento cumplirán con las restricciones establecidas en el título E parte 2.

4	II	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por lo menos parcialmente por muros de mamposterías de piezas huecas confinadas por castillos y dals o losas, o por columnas y trabes de concreto. Las piezas huecas y los confinamientos cumplirán con los requisitos del título E, parte 2.	1.5
5	II y III	Estructuras de muros cargadores de mampostería natural o artificial, sin confinar con castillos Se incluyen construcciones con muros de adobe, que cumplan con los requisitos del título E.	1.0

ARTÍCULO LXXXV.7

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión excede de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un

piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

- 7.- El peso de cada nivel incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior, ni excepción hecha del último de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho piso.
- 8.- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato, ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
- 9.- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- 10.- La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.
- 11.- En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, “es”, excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

ARTICULO LXXXV.8

- 1.- Toda estructura a la que haya que diseñarse por sismo se analizará suponiendo que de manera independiente acatúan los movimientos en cada una de dos direcciones horizontales ortogonales. Se verificará que la estructura sea capaz de resistir cada una de estas condiciones por separado. Las estructuras de planta irregular pueden requerir análisis en otra dirección. Además, en miembros que son más débiles en direcciones oblicuas que según los ejes de análisis, se revisará la resistencia en aquellas direcciones.

- 2.- Las fuerzas cortantes que motivó el sismo, se distribuirán en proporción a la rigidez al cortante de los elementos resistentes. Si los marcos no presentan fuertes asimetrías, su rigidez al cortante puede calcularse con las fórmulas aproximadas usuales.

- 3.- Se supondrá que no obran tensiones entre la subestructura y el terreno, debiéndose satisfacer el equilibrio de las fuerzas y momentos calculados.

Se revisará que no obran tensiones entre la subestructura y el terreno, debiéndose satisfacer el equilibrio de las fuerzas y momentos calculados.

Se revisará el factor a la seguridad de la cimentación.

Si existen elementos, tales como pilotes ó pilas, capaces de tomar tensiones, se les prestará atención en el análisis.

- 4.- En el diseño de marcos que contengan tableros de manipostería que formen parte integrante de la estructura, se supondrá que las fuerzas cortantes que obran son equilibradas por fuerzas axiales y cortantes en los miembros que constituyen el marco; así mismo, se revisará que las esquinas del marco sean capaces de resistir los esfuerzos causados por los empujes que sobre ellos ejercen los tableros.

En este tipo de marcos se vigilará que el esfuerzo cortante en la manipostería no excede el valor permisible. De excederse éste será necesario añadir contravientos. En todos los casos debe vigilarse la estabilidad del marco y proporcionarle los anclajes necesarios en la cimentación.

5.- Cuando los muros divisorios no se consideren parte integrante de la estructura deberán sujetarse a ésta de manera que permitan su deformación en el plano del muro. Deberán indicarse claramente los detalles de sujeción lateral de estos muros en los planos constructivos.

6.- Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales, incluyendo las de las losas de piso, sean compatibles entre si. Se revisará que todos los elementos estructurales, incluso las losas, sean capaces de resistir los esfuerzos inducidos.

7.- Se tomarán en cuenta todas las deformaciones de los elementos resistentes que afecten seriamente los desplazamientos y esfuerzos de diseño, así como las deformaciones locales del terreno y las debidas a las fuerzas gravitacionales que actúan en la estructura deformada cuando éstas tengan efectos significativos en la respuesta. Las fuerzas internas causadas por éstas últimas acciones no podrán reducirse por conceptos de ductilidad.

8.- En estructuras metálicas revestidas de concreto reforzado será factible considerar la acción combinada de estos materiales en el cálculo de esfuerzos y rigideces, debiéndose asegurar el trabajo combinado de las acciones compuestas.

9.- En el caso de estructuras especiales que deban analizarse por métodos más refinados por quedar fuera de las limitaciones que se fijan más adelante, se aplicarán procedimientos que deban ser aprobados por la Secretaría.

ARTÍCULO LXXXV.9

Es aplicable el método simplificado de análisis cuando cumplan los siguientes requisitos simultáneamente:

1.- Que en cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas, verticales sean soportadas por muros ligados entre si mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macizas o de manipostería de piezas huecas, que satisfagan las limitaciones establecidas en el título E parte 2.

.- Que en cada nivel existan al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre si un ángulo no mayor de veinte grados, estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos el 50 por ciento de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.

3.- Que la relación de largo a ancho de la planta del edificio no excede 2.0., a menos que para fines de análisis sísmico, se relación de largo a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio de este inciso.

4.- Que la relación de altura a dimensión mínima de la base del edificio no exceda de 1.5, y la altura del edificio no sea mayor de 13 m.

En este método no es necesario el cálculo de rigideces para distribuir las fuerzas cortantes, ni el cálculo de torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectada en la dirección en que se considerará la aceleración sea, cuando menos igual a la fuerza cortante total que obra en dicho piso, calculada como se especifica en el art. LXXXVI.1 pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se indican en la tabla 76 de acuerdo con la zona sísmica y tipo de terreno.

TABLA 76

COEFICIENTES SISMICOS REDUCIDOS, GRUPO B DE
EDIFICACIONES ESTRUCTURAS TIPO V CON MUROS DE
TABIQUE MACIZO CONFINADO

ZONA SISMICA	TERRENO	ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
		MENOR DE 4 m	ENTRE 4 y 7m	ENTRE 7 y 13 m
B	I	0.05	0.6	0.6
	II	0.07	0.08	0.09
	III	0.07	0.09	0.12
C	I	0.12	0.12	0.12
	II	0.13	0.15	0.15
	III	0.13	0.16	0.18

NOTA: Para muros de tabique hueco confinados, multiplíquense los coeficientes de la tabla 76 por 1.33 y para muros de adobe o mampostería sin confinar por 2.

En este cálculo, tratándose de muros cuya relación de altura entre pisos consecutivos h , a longitud L , exceda de 1.33 la resistencia se reducirá afectándola del coeficiente $(1.33 L/h)^2$.

Para el grupo A de edificaciones según su destino (ver art. LXXXV.2) se incrementarán estos coeficientes 50 por ciento.

Para muros de tabique hueco confinados, multiplíquense los coeficientes por 1.33 y para muros de adobe o mampostería sin confinar por 2.

Las zonas sísmicas del Estado aparecen en la figura 6

CAPÍTULO LXXXVI METODO ESTATICO DE ANALISIS
ARTÍCULO LXXXVI.1

Este método es aplicable a estructuras que no cumplan con las limitaciones impuestas en el art. LXXXV.9 para el método simplificado. No se aplicará tampoco para edificios de

más de 60 m de altura ni para estructuras especiales del tipo III, casos en los que deberá emplearse un método de análisis dinámico, según el artículo LXXXVII.7.

ARTÍCULO LXXXVI.2

Para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de una estructura, se supondrá la combinación de los siguientes estados de carga:

a. Un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas de la estructura. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al producto del peso de la masa que corresponde por un coeficiente que varía linealmente, desde cero en el desplante de la estructura (es decir en el nivel a partir del cual sus deformaciones pueden ser apreciables) hasta un máximo en el extremo superior de la misma, de modo que la relación V/W en base sea igual a 0.95 del valor C dado por la tabla 74

b. Una fuerza concentrada en el extremo superior de la estructura (dicho extremo se define sin incluir tanques, apéndices y otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la construcción), igual al valor que se obtiene de la tabla 77 en la que Z es la relación de la deflexión horizontal del extremo de la estructura (también sin incluir apéndice) calculada con las fuerzas del inciso "a." suponiendo que se impidan los desplazamientos verticales y los giros de los extremos de las trabes, a la deflexión horizontal que se obtienen en el mismo punto, bajo la misma condición de la carga cuando se tiene en cuenta todas las deformaciones significativas.

ARTÍCULO LXXXVI.3

EL cálculo de los desplazamientos relativos se hará con los coeficientes del art. LXXXV.5 2, sin reducir por ductilidad

TABLA 77

FUERZA CONCENTRADA EN EL EXTREMO SUPERIOR

E S T R U C T U R A C I O N	Z	FUERZA
I		
Excepto péndulos invertidos		0.05 C W
II	Z = 0	0.38 C W
	0 < Z < 1	0.05 + $\left[\frac{1}{Z} \right]$ C W

	$Z = 1$	$\frac{3 + 200 Z}{0.05 C W}$
Solamente los péndulos invertidos del tipo I		0.38 C W

ARTICULO LXXXVI.4

La estabilidad de tanques que se hallen sobre la estructura así como la de todo otro elemento cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la construcción, se verificará suponiendo que pueden estar sometidos a una celeración no menor que el doble de la que resulte de la aplicación del factor II de la tabla 77, ni menor que la aceleración de la gravedad multiplicada por $(0.05 + 0.5 C)$. Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros revestidos y su anclaje, y otro apéndice.

ARTICULO LXXXVI.5

Para fines de diseño se tomará el momento de volteo calculado para cada marco o grupo de elementos resistentes, en el nivel que se analiza, igual al producto de la fuerza cortante que ahí obra por su distancia al centro de gravedad de las masas ubicadas arriba de dicho nivel, más el momento provocado por la aceleraciones verticales que se describen en el art. LXXXVI.7.

ARTICULO LXXXVI.6

En caso de no haber simetría en la rigideces, materiales o tipos de elementos resistentes, se calculará la excentricidad de las fuerza del sismo aplicada en cada nivel respecto al centro de torsión correspondiente para obtener por suma el momento torsionante total aplicado en un nivel determinado. Este momento dividido entre la fuerza cortante define la excentricidad en nivel. La excentricidad de diseño se tomará como se describe a continuación:

a.- Dos veces el valor calculado más 0.05 veces la máxima dimensión del piso que se analiza (excentricidad accidental), medida en la dirección normal a la fuerza cortante para el diseño de miembros estructurales, en que los efectos de la torsión calculada sean aditivos a los de la fuerza cortante directa. Además, la excentricidad de diseño usada no deberá ser menor a dos veces el valor de la excentricidad accidental.

b.- El valor calculado de la excentricidad menos el doble de la excentricidad accidental para el diseño de los miembros estructurales, en que los efectos de torsión calculada y de cortante directo difieran en signo.

c.- En ningún caso se tomará la excentricidad de diseño menor que la mitad de la máxima excentricidad de diseño de los niveles que se localizan abajo del que se analiza, ni se tomará la torsión de entrepiso menor que la mitad de la máxima torsión de entrepiso menor que la

mitad de la máxima torsión de diseño calculada para los entrepisos que se localizan arriba del que se analiza.

ARTÍCULO LXXXVI.7

En el análisis de toda estructura en las que las aceleraciones verticales en algunos puntos, causados por la respuesta dinámica a las aceleraciones horizontales del terreno puedan ocasionar fuerzas de inercia importantes en comparación con las laterales, el efecto de dichas aceleraciones verticales se tomará en cuenta suponiendo un sistema de fuerzas verticales actuando sobre cada masa, de tal manera que cada fuerza sea igual a 1.5 veces la fuerza horizontal actuando sobre dicha masa, multiplicada por la relación entre sus deflexiones verticales y horizontales, calculadas bajo la acción del sistema de cargas horizontales. En particular esta especificación debe aplicarse en el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que el 50 por ciento o más de su masa se localiza en el extremo superior y tiene un solo elemento resistente en la dirección de análisis), naves industriales de grandes claros, o de cualquier otra estructura, cuando en algún punto de cualquiera de sus miembros el desplazamiento vertical debido al sistema de fuerzas laterales especificado arriba, exceda en magnitud de 0.2 el correspondiente desplazamiento horizontal.

ARTÍCULO LXXXVI.8

Se pueden hacer reducciones importantes de los coeficientes sísmicos C , que se emplean en los incisos a y b del artículo LXXXVI, sustituyendo C por el valor de C' , obtenido como sigue:

$$\begin{aligned} \text{si } T < T_1 & \quad C' = a + (C - a) T/T_1 \\ \text{si } T_1 < T < T_2 & \quad C' = C \end{aligned}$$

$$\text{si } T > T_2 \quad C' = C T_2/T$$

donde: a = valor que depende según la zona sísmica del Estado:

Zona B, $a = 0.08$

Zona C, $a = 0.12$

T = Valor más desfavorable del período fundamental de vibración, calculado como se indica

en el artículo

T1 y T2 = Valores del período fundamental que aparecen en la tabla 6 de acuerdo con la zona y tipo de terreno.

LXXXVI.9.

ARTICULO LXXXVI.9

El período fundamental, T en la dirección considerada se puede obtener con la expresión:

$$T = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g \sum_{i=1}^N F_i X_i}{\sum_{i=1}^N W_i X_i^2}}$$

donde:

F_i = fuerza de inercia al nivel i calculada como se indica en el art. LXXXVI.1, parte 2

W_i = peso del nivel i en ton

N = número de niveles.

X_i = desplazamiento del nivel i debido a la fuerza F_i en cm

g = aceleración de la gravedad en cm/seg^2 .

Se supondrá que el período natural de la vibración puede exceder del calculado hasta en 33 por ciento o ser inferior hasta en 25 por ciento y se adoptará el valor más desfavorable en el intervalo.

CAPÍTULO LXXXVII PREVENCIÓNES Y DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

ARTÍCULO LXXXVII.1

Las deformaciones laterales de cada entrepiso no excederán de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella en tal forma que no sufran daños por las deformaciones en ésta. En este caso no será necesario limitar los desplazamientos laterales sísmicos salvo para evitar choques entre estructuras contiguas.

En el cálculo de los desplazamientos se tomará en cuenta la rigidez de todo elemento que forme parte integrante de la estructura.

ARTÍCULO LXXXVII.2

En fachadas tanto interiores como exteriores, los vidrios de ventas se colocarán en los marcos de éstas, dejando en todo alrededor de cada panel una holgura por lo menos igual a la mitad del desplazamiento horizontal relativo entre sus extremos, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre $1 + H/B$, donde B es la base y H la altura del tablero de vidrio que se trate. Podrá omitirse esta precaución cuando los marcos de las ventanas estén ligados a la estructura de tal manera que las deformaciones de ésta no les afecten.

ARTÍCULO LXXXVII.3

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente, en toda estructura en que la diferencia en desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, dividida entre la diferencia de alturas correspondientes, exceda de $0.08V/W$ entre cada par de niveles consecutivos, siendo V la fuerza cortante calculada y W el peso de la construcción incluyendo cargas muertas y vivas que obran encima de la elevación que se considera.

ARTÍCULO LXXXVII.4

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables.

ARTÍCULO LXXXVII.5

Se verificará que ni la estructura ni su cimentación alcanza ninguno de los estados límite de los estados límites de falla o de servicio. Al revisar con respecto a estados límite, de falla de la cimentación se tendrá en cuenta la fuerza de inercia horizontal que obra en el volumen de suelo que se halla bajo los cimientos y que potencialmente se desplazaría al fallar el suelo

en cortante, estando dicho volumen sujeto a una aceleración horizontal igual a $c/4$ veces la aceleración de la gravedad.

ARTÍCULO LXXXVII.6

En el diseño de estructura cuyas relaciones fuerza deformación difieren en sentidos opuestos se dividirán los factores de resistencia entre $1 + 2.5 d/Q$, en que d es la diferencia en los valores de a/Q , expresados como fracción de la gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de, la estructura en uno y otro sentido.

ARTÍCULO LXXXVII.7

Toda nueva construcción debe separarse de sus linderos con los predios vecinos un mínimo de 5 cm, pero no menos que el desplazamiento horizontal calculado en cada nivel ni menos de 0.006, 0.007 y 0.008 de su altura, en terrenos tipo I, II y III respectivamente. ,1, II y III respectivamente.

En juntas de dilatación rige el mismo criterio que con respecto a linderos de colindancia, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar daños por choques.

ARTÍCULO LXXXVII.8

Los empujes que los rellenos ejercen sobre los muros de retención debidos a la acción de los sismos, se valuarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de desplazamiento, se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical, y a una aceleración horizontal igual a $c/2$ veces la gravedad. Podrán así mismo emplearse procedimientos diferentes que sean aprobados por la Secretaría.

ARTÍCULO LXXXVI.9

En el diseño de tanques deben tomarse en cuenta las presiones hidrodinámicas y las oscilaciones del líquido almacenado, así como los momentos que obren en el fondo del recipiente. De acuerdo con el tipo de estructura de soporte se adoptarán los valores de Q correspondiente a la estructura I ó II y los criterios de análisis estático del capítulo LXXXVI.

CAPÍTULO LXXXVIII ESTRUCTURAS DAÑADAS

ARTÍCULO LXXXVIII.1

Cuando a raíz de un sismo una construcción sufra daños menores en sus elementos estructurales o no estructurales, se deberán restituir su resistencia y rigidez anteriores al mismo. Si los daños son mayores se reparará y reforzará de manera que satisfaga lo especificado en este Reglamento, salvo cuando la Secretaría apruebe que se apliquen otras disposiciones.

Si se repara la construcción contraviniendo este inciso, la Secretaría podrá ordenar que se demuela la obra de reparación.

CAPÍTULO LXXXIX ANALISIS DINAMICO

ARTÍCULO LXXXIX.1

En los edificios de más de 60 pisos o en estructuras del tipo III se emplearán métodos de análisis dinámico.

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos.

ARTÍCULO LXXXIX.2

Si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con período mayor o igual a 0.4 seg., pero en ningún caso podrán considerarse menos que los tres primeros modos de translación en cada dirección de análisis. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en artículo LXXXVII.1 de este Reglamento reducidas como se establecen en el capítulo XCI.

Las respuestas modales "Si" (donde "Si" puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc.), se combinarán para calcular las respuestas totales de acuerdo con la expresión

$$S = \left[\sum Si^2 \right]^{1/2}$$

Siempre que los períodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplan ésta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados habrán de multiplicarse por Q para calcular efectos de segundo orden así como para verificar que la estructura no alcanza ninguno de los estados límite de servicio.

ARTICULO LXXXIX.3

Si con el método de anisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal Vo es menor que 0.8 a Wo/Q', se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que Vo iguale a este valor.

ARTICULO LXXXIX.5

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se especifica en relación con el método estático de análisis sísmico.

CAPITULO XC ESPECTROS PARA DISEÑO SISMICO

ARTICULO XC.1

Cuando se aplique el análisis dinámico modal de este Reglamento, se adoptarán las siguientes hipótesis para el análisis de la estructura:

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, “a”, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones:

$a = (1 + 3 T/T_a) C/4$, si T es menor que T_a

$a = C$, si T está entre T_a y T_b

$a = q C$, si T excede de T_b

donde:

$$q = \begin{cases} 1 & \text{si } T_b/T \leq 1 \\ T_b/T & \text{si } T_b/T > 1 \end{cases} \quad r$$

a = ordenada de los espectros diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad, sin reducción con fines de diseño (adimensional)

T = período natural de vibración (en segundos)

T_a y T_b = períodos característicos de los espectros de diseño (segundos).

C = coeficiente de diseño sísmico (adimensional)

Dichos valores se encuentran en la tabla 78

TABLA 78
VALORES DE T_a , T_b y r.

Zona	T_a	T_b	r
B	0.3	1.5	2/3
C	0.6	3.9	1

CAPITULO XCI REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS

ARTICULO XCI.1 FACTOR REDUCTIVO

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis dinámico modal empleando los métodos que fijan estas normas se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo Q' . En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que fija el art. LXXXV.7 parte 2 de este Reglamento, Q' se calculará como sigue:

$Q' = Q$ si se desconoce T o si éste es mayor o igual que T_a

$Q' = 1 + (T/T_a) (Q-1)$, si T es menor que T_a

donde:

Q' = factor reductivo de fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del período natural.

Q' = factor de comportamiento sísmico, independiente de T

T se tomará igual al período natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el método de análisis modal y

T_a es un período característico del espectro de diseño.

En el diseño sísmico de estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad, se multiplicará por 0.8 el valor de Q' .

Cuando se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran a satisfacción de la Secretaría tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales como la validez de los valores del amortiguamiento y de Q' que se propongan.

CAPÍTULO XCII PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

ARTÍCULO XCII.1

Cuando se aplique el análisis dinámico modal se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, " a ", expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se especifica en el artículo XC.1

El período fundamental de vibración de la estructura se calculará teniendo en cuenta su interacción con el terreno, como se especifica en el artículo XCIII.1.

Para estructuras ubicadas en sitios para los que se desconoce el período dominante más largo del sitio, el coeficiente c se obtiene de la tabla 74.

CAPÍTULO XCIII INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA ARTÍCULO XCIII.I

Se tomará en cuenta la interacción suelo-estructura. Cuando se emplee el método de análisis modal se dará satisfecho este requisito si se consideran los efectos de dicha interacción, en el período y forma del modo fundamental de vibración y en el factor Q' correspondiente según estipula el art. XCI.I.

Como una aproximación a los efectos de interacción suelo-estructura será válido incrementar el período fundamental de vibración y los desplazamientos calculados en la estructura bajo la hipótesis de que ésta se apoya rígidamente en su base, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$T_1 = \left[T_0^2 + T_x^2 + T_r^2 \right]^{1/2}$$

donde:

T_1 = es el período fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza corregido por interacción con el suelo

T_0 = es el período fundamental que tendría la estructura si se apoyará sobre una base rígida

T_x = es el período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza

T_r = es el período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza.

Podrán en este caso despreciarse los efectos de la interacción en los períodos superiores de vibración de la estructura.

Para el cálculo de T_x en la expresión que antecede se supondrá que el desplazamiento de la base está restringido por un elemento elástico cuya rigidez vale K_x , la cual viene dada por:

$$T_x = 2 \pi \sqrt{W_0 / g K_x}$$

donde:

W_0 = es el peso neto de la construcción al nivel de su desplante, incluyendo el peso de los cimientos y descontando el del suelo que es desplazado por la infreestructura, (ton)

g = es la aceleración de la gravedad, (m/seg²)

K_x = es la rigidez equivalente del suelo una estructura, en la dirección analizada, (ton /m) .

El valor de W_0 no se tomará menor de 0.7 W_o siendo W_o el valor del peso de la construcción en la base de la estructura incluyendo la carga viva.

Para el cálculo de T_r se supondrá que la rotación de la base está restringida por un elemento elástico de rigidez K_r la cual viene dada por:

$$T_r = 2 \delta \left[\frac{J/g K_r}{\delta} \right]^{1/2}$$

donde:

J = es el Momento Neto de Inercia del peso de la construcción con respecto al eje de rotación, descontando el Momento de Inercia de la masa del suelo desplazado por la infraestructura, (ton- m²).

Esta diferencia no se tomará menor de 0.7 veces al Momento de Inercia calculando con el peso de la construcción

K_r = es la rigidez equivalente del suelo bajo una estructura, en rotación con respecto al eje centroidal de la base y perpendicular a la dirección que se analiza (ton-m/radián).

Tratándose de construcciones que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cascarón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, los valores de K_x y K_r se obtendrán de la tabla 79 tomando en cuenta que G es el módulo de rigidez medio del estrato en que se apoya la construcción expresado en ton/m. Los radios equivalentes R_x y R_r , se calcularán empleando las expresiones:

$$R_x = \left[\frac{A}{\delta} \right]^{1/2}$$

$$R_r = \left[\frac{4 I}{\delta} \right]^{1/4}$$

donde:

R_x = es el radio equivalente para el cálculo equivalente para el cálculo de K_x y de K_v , en metros

R_r = es el radio equivalente para el cálculo de K_r , en metros.

A = Es el área de la superficie neta de cimentación, m²

I = es el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza, m⁴.

Tratándose de construcciones suficientemente rígidas y resistentes, cimentación sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, y de construcciones sobre zapatas aisladas, los coeficientes K_r y K_x de la cimentación se calcularán mediante las fórmulas:

$$K_x = \sum k_{xi}$$

$$K_r = \sum x_i^2 K_{vi}$$

donde:

i = denota valores correspondientes a la zapata i -ésima

x_i = ss la distancia en la dirección de análisis, entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación

K_{xi} y K_{vi} = se determinarán de la tabla 79 empleando el valor de R_x que corresponde la zapata en cuestión.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta, su influencia en el valor de K_r , se considera con el segundo término de la expresión correspondiente de la tabla 79, empleando para el cálculo de k_p la siguiente expresión:

$$K_p = n \sum_{i=1} K_{pi} d_i^2$$

donde:

K_p = es la rigidez de la cimentación al giro, debida a la rigidez axial de un sistema de pilotes de punta, ton-m

n = es el número de pilotes

K_{pi} = es la rigidez vertical de pilote i -ésimo al eje centro-ideal de rotación, ton/m

d_i = es la distancia del pilote i -ésimo al eje centroidal de rotación, metros.

En la verificación de que la estructura no alcanza los estados límite por desplazamiento laterales y por rotura de vidrios no será necesario tener en cuenta el desplazamiento y rotación de la base.

Para el cálculo de efectos de segundo orden debe tomarse en cuenta dicha rotación, dada por:

$$M_o/K_r$$

donde:

M_o = es el momento de volteo que obra en la base de la estructura, ton-m.

En la revisión del estado límite por choques entre estructuras deben incluirse tanto los desplazamientos debido a esta relación como el desplazamiento de la base, dado por:

$$V_o/K_x$$

donde:

V_o = es la fuerza cortante basal, ton.
 El módulo rigidez medio, G , se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará:

$$G = 2 \left(\frac{H}{T_s} \right)^2$$

donde:

G = es el módulo de rigidez del suelo, ton/m²

H = es la profundidad de los depósitos firmes profundos, medida de la superficie de terreno, en metros

T_s = es el período dominante más largo del terreno en el sitio de interés, seg.

En los sitios donde no se conoce el valor de G , si este no se puede determinar experimentalmente se adoptará el valor que resulte más desfavorable entre los límites de 400 y 900 ton/m².

TABLA 79
 VALORES DE K_x K_r y K_v :
 EN LA ZONA B

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	K_x	K_r (2)	K_v LOSA	K_v ZAPATA
≤ 1 m	11GR _x	³ 7GR _r	20GR _x	12GR _x
≥ 3 m	16GR _x	³ 11 GR _r	29 GR _x	20 GR _x

EN LA ZONA C

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (1)	K_x	K_r		
		SOBRE EL	SOBRE PILOTES	SOBRE PILOTES

		TERRENO	DE FRICCION	DE PUNTA (4)	Kv
			(3)		
≤ 1 m	7GRx	6GRr ³ 12GRx	7GRr ³	----- 6GRr ³	1
≥ 3 m	8GRx	9 GRr ³ GRx	11 GRr ³	$\left[\begin{array}{c} 3 \\ 1/43GRr + 1/Kp \\ 9GRr^3 + 1 \\ 3 \end{array} \right]$ $1/43GRr^3 + 1/Kp$	16

1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores de la tabla.

2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona B supóngase Kr infinita.

3. Si éstos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad de peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. Cuando tienen menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.

4. Kp se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial si su punta no se desplazara verticalmente

TRANSITORIOS :

ARTICULO PRIMERO.- El presente Reglamento entrará en vigor el día inmediato siguiente a la fecha de su publicación en el Periódico Oficial del Gobierno del Estado.

ARTICULO SEGUNDO.- Se deroga el Reglamento de Construcciones para el Estado de Baja California, publicado en el Periódico Oficial número 37 de fecha 20 de diciembre de 1967, mismo que entró en vigor el día 31 de enero de 1968.

ARTICULO TERCERO.- Las construcciones que se encuentran en proceso a la fecha de que inicie su vigencia el presente Reglamento, se ejecutarán y se concluirán en los términos del permiso que les haya sido concedido.

ARTICULO CUARTO.- Las solicitudes de permisos en trámite, deberán sujetarse a los términos del presente Reglamento.

De conformidad con lo dispuesto por la Fracción I del Artículo 49 de la Constitución Política del Estado, mando se imprima, publique, observe y se le dé el debido cumplimiento al presente Reglamento.

D A D O en el palacio del Poder Ejecutivo, en la Ciudad de Mexicali, Baja California a los veinticuatro días del mes de Mayo de mil novecientos setenta y seis.

SUFRAGIO EFECTIVO. NO REELECCION
EL GOBERNADOR CONSTITUCIONAL DEL ESTADO,
LIC. MILTON CASTELLANOS EVERARDO.

EL SECRETARIO GENERAL DE GOBIERNO,
FRANCISCO SANTANA PERALTA.
RUBRICA

EL SECRETARIO DE OBS. Y SERVS. PUBS. DEL ESTADO,
ING. JOSE ANTONIO SANCHEZ HERNANDEZ.
RUBRICA

FUE REFORMADO Y ADICIONADO POR DECRETO, PUBLICADO EN EL PERIODICO OFICIAL NO. 21, DE FECHA 30 DE JUNIO DE 1992, TOMO XCIX, SECCION I, EN SU PARTE 2, "REQUISITOS ESTRUCTURALES", SIENDO GOBERNADOR CONSTITUCIONAL DEL ESTADO EL C. LIC. ERNESTO RUFFO APPEL.

Mexicali, B.C. a 15 de junio de 1992.

SUFRAGIO EFECTIVO. NO REELECCION
EL GOBERNADOR CONSTITUCIONAL DEL ESTADO
C. LIC. ERNESTO RUFFO APPEL.
RUBRICA
EL SECRETARIO DE GOBIERNO
C.P. FORTUNATO ALVAREZ ENRIQUEZ
RUBRICA