SECCION I

Periódico Oficial

ORGANO DEL GOBIERNO DEL ESTADO DE

BAJA CALIFORNIA

TOMO LXXXIII MEXICALI, B. C. A 10 DE JUNIO DE 1976. NUM. 16

DIRECTOR

ING. OSCAR BAYLON CHACON

AUTORIZADO COMO CORRESPONDENCIA DE SEGUNDA CLASE POR LA DIRECCION GENERAL DE CORREOS, EL 25 DE MARZO DE 1958.-

LAS LEYES Y DEMAS DISPOSICIONES OBLIGAN POR EL SOLO HECHO DE PUBLICARSE EN ESTE PERIODICO.-

CONTENIDO:

Reglamento de la Ley de Edificaciones

I.- REQUISITOS ADMINISTRATIVOS

[illegible]TOS ESTRUCTURALES

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

Milton Castellanos Everardo

Gobernador Constitucional del Estado Libre y Soberano de Baja California, a sus habitantes sabed:

Que en uso de la facultad que me confiere el Artículo 49 Fracción XVI de la Constitución Política del Estado Libre y Soberano de Baja California y con fundamento además, en el Artículo 3° de la Ley Orgánica del Poder Ejecutivo y el Artículo 2 Transitorio de la Ley de Edificaciones para el Estado Libre y Soberano de Baja California, y

C O N S I D E R A N D O

Que el desarrollo de los Municipios del Estado de Baja California hace indispensable establecer disposiciones tendientes a lograr la estabilidad, seguridad, estética e higiene en todas las edificaciones que se realicen en el Estado, aplicando en ello los conocimientos y técnicas más avanzadas, de conformidad con las condiciones físicas, económicas y sociales de la región, he tenido a bien expedir el siguiente:

Reglamento

2.- REQU

I.- REQUISITOS ADMINISTRATIVOS

TITULO A.- DISPOSICIONES GENERALES
- CAPITULO I.- GENERALIDADES
- CAPITULO II.- LICENCIAS
- CAPITULO III.- RESPONSABLES
- CAPITULO IV.- SANCIONES

TITULO B. VIAS PUBLICAS
- CAPITULO V.- VIAS PUBLICAS Y OTROS BIENES DE USO COMUN Y DE SERVICIO PUBLICO.
- CAPITULO VI.- INSTALACIONES AEREAS Y SUBTERRANEAS.

TITULO C.- ESPECIFICACIONES GENERALES
- CAPITULO VII.- ESPECIFICACIONES
- CAPITULO VIII.- USOS PELIGROSOS MOLESTOS O MALSANOS.
- CAPITULO IX.- ALTURA DE LAS EDIFICACIONES Y ESPACIOS SIN CONSTRUCCION
- CAPITULO X.- DISPOSICIONES GENERALES EN MATERIA DE SERVICIOS
- CAPITULO XI.- NIVELES DE ILUMINACION
- CAPITULO XII.- TRANSPORTADORES MECANICOS
- CAPITULO XIII.- USOS Y CONSERVACION DE PREDIOS Y EDIFICIOS
- CAPITULO XIV.- EDIFICACIONES PELIGROSAS O RUINOSAS
- CAPITULO XV.- MATERIALES DE CONSTRUCCION

TITULO D.- ESTACIONAMIENTOS
- CAPITULO XVI.- ESPECIFICACIONES PARA ESTACIONAMIENTO

TITULO E.- ESPECIFICACIONES TIPO
- CAPITULO XVII.- EDIFICIOS PARA HABITACION
- CAPITULO XVIII.- EDIFICIOS PARA COMERCIOS Y OFICINAS
- CAPITULO XIX.- EDIFICACIONES PARA LA EDUCACION.
- CAPITULO XX.- SALAS DE ESPECTACULOS Y CENTROS DE REUNION
- CAPITULO XXI. TEMPLOS
- CAPITULO XXII.- HOSPITALES
- CAPITULO XXIII.- INSTALACIONES DEPORTIVAS
- CAPITULO XXIV.- EDIFICIOS PARA ESPECTACULOS DEPORTIVOS
- CAPITULO XXV.- BAÑOS PUBLICOS
- CAPITULO XXVI.- PARQUES DE DIVERSIONES
- CAPITULO XXVII.- SEGURIDAD DE LOS TRABAJADORES

de la

de Edificaciones

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

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 o 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, proponirán 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 al propietario y a suplente.

Capitulo II LICENCIAS

ARTICULO II-1 NECESIDADES DE LICENCIA.

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 licencia 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 esten 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 Eléctricidad 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 se deberá incluir como mínimo:

1.-Ubicación.-Localización del predio en la manzana, de la construcción e 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 estructurale con especificaciones de materiales.
5.-Planos de Instalaciones.-Hidráulica , Sanitaria, Eléctrica y cualquier 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 deberan 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 Proyectista 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.

Los responsables mancomunados al responsable proyectista deberan 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

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

RTICULO 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 resentarán firmadas por el propietario, los responsables y el - epresentante de la empresa, la cuál tendrá responsabilidad solidaria por las violaciones que se cometan a éste Reglamento.

RTICULO 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:

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

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

).- Registrar su Cédula Profesional, domicilio, teléfono y firma en la Residencia Urbana que corresponda al lugar donde - se efectue 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 ordenaré 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 Proyectista junto con sus corresp ables mancomunados queda obligado a elaborar los proyectos en - os términos estipulados en este Reglamento.

os Responsables Proyectistas deberán sujetarse a todo lo dis--- uesto en Reglamentos, normas y especificaciones; Municipales, - statales y Federales, concernientes a construcción, edificaciones e instalaciones.

RTICULO III-7 RESPONSABILIDAD DEL DIRECTOR DE OBRA:

La responsabilidad del director de obra junto con os firmantes mancomunados.

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

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

.- Suspender la obra en tanto no sean aprobadas las modificaciones propuestas.

.- 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.

.- 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 del Responsable Proyectista.

d).- Nombre del Director de obra y de la empresa que representa.

.- 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.

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

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

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

a).- Fecha y firmas del Director de obra en 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 efectuén, 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 tructurales 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 despúes de la públicación de este Reglamento.

En el mes de Enero de càda 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 notificarse por escrito en un plazo de 30 (treinta) días despúes 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 diri-- giendo una obra o el propietario no desee que continuè dirigiendo la, 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 de 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 fosa séptica 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 emplee 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 claro será mayor de cinco metros en- techo de madera y de tres metros para techo de losa de concreto. No se incluirán dentro de este 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 esteń 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 relati-- vos 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 INSPECTORES.

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 pública

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

ARTICULO III-18 AVISO DE TERMINACION 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 extendera la autorización de ocupación previa inspección para comprobar que la obra es apta de - - usarse para el fin que se señaló en la licencia de construcción. La autorización de ocupación no releva de responsabilidad 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 a 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.
IV.- 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 de libro de registro de inspecciones o por omitirse en el, los datos requeridos por 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 a 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 éste Capítulo.

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

ARTICULO IV-5 SUSPENSION Y CANCELACION DE REGISTRO DE RESPONSABLE.

responsables proyectistas o responsables directores de obras, en tanto no hayan cumplido con las instrucciones, requerimientos o pagado las multas impuestas a -- ellos por la Dirección.

b).- Se suspenderá 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 lo 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 fijandole 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 Codigo 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.

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

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 fín. Teniendo por objeto tambien 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 esta 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 unicamente 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 sujetandose a lo dispuesto en el Reglamento de fraccionamientos vigente 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 posesorio. Tales permisos o concesiones serán siempre temporales y revocables, y en ningún caso podrán otorgarse en perjuicio del tránsito, del 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 éste. 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 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 disminuído 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 áreas o subtérraneas, estará obligado a destruirlas y retirarlas.
El invasor deberá pagar una renta fijada por la autoridad Municip por el tiempo que dure la invasión.
En caso de que las construcciones o instalaciones se hayan ejecut do antes de la vigencia de este Reglamento, se podrá regularizar situación, pero la ocupación se considerará transitoria y deberá desaparecer cuando lo disponga la Dirección.

ARTICULO V-11 PROHIBICION DE USO.

Se prohibe:

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

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 su instalación entorpezca al tránsito en arroyos o aceras.

ARTICULO V-12 RETIRO DE OBSTACULOS.

La Dirección y/o la autoridad Municipal dictará l medidas administrativas necesarias para obtener, mancener o recuperar la posesión de las vías públicas y demás bienes de uso común ó 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 o 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 fetreros 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 l vía pública.

ARTICULO V-17 NECESIDAD DE DESLINDE.

No habrá obligación de expedir licencia de construcción modificación o ampliación en predios que no presenten constanci de deslinde catastral ni cumplan con lo establecido en la Ley d Plan Regulador de la Ciudad y en el Reglamento de Fraccionamient

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

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 vías 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 áerea 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 estan 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 de postes o instalaciones cuando lo juzgue conveniente, señalando el plazo para su ejecución.

ARTICULO VI-5 COLOCACION DE POSTES O INSTALACIONES.

Los postes o instalaciones se 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 una 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 prohibe colocar cables de retenidas a menos de dos metros cincuenta centímetros de altura, sobre el nivel de la banqueta 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 banqueta

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, telefono, 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 deberan 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 en 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 o edificio, construído para ser removido en un plazo no mayor de seis meses, y deberán ser higiénicas, tener buen aspecto, conservarse 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 movil la instalación o relocalización de una casa movil requerirá licencia de la Dirección.

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

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 substancias o de objetos tóxicos, explosivos, inflamables, o de fácil combustión.

II.- Excavación de terrenos, depósitos de escombro 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 dictámen 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 un edificio podrá estar a mayor altura que 1.75 veces su distancia al paramento 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 limite 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 baja 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 construídas.

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 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 supondra 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 de agua 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 III-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 reuna los requisitos señalados en el Artículo III-1 .

Por motivos de seguridad se instalará un sistema eléctrico de emergencia en: Hospitales, Clínicas, 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 construcciones excepto las unifamiliares deberán contar con sistemas contra incendio, el proyecto e insta

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 deberan cumplir con los requisitos de los proyectistas mancomunados del Artículo III-1 .

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

Capitulo XI NIVELES DE ILUMINACION

ARTICULO XI-1 ILUMINACION

Toda construcción debera 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.	
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.	10
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 acompanará 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.

Las solicitudes seran suscritas por un Ingeniero Mecánico ./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 conviertan 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.

ARTICULO 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 cuya construcción- se encuentre suspendida 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 construído, en tal forma que se impida el -- acceso a la construcción.

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

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 regirán 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-5) y de las construcciones unifamiliares con altura maxima 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 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 y 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 a 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 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 sala 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 periódo de capacidad máxima de operación o bien un espacio por cada 150 M2. del área del pi

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

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

I.- Templos.
Deberá proveerse un espacio de estacionamiento por cada 10 asientos dé 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 medico.

III.- Clinica 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 cubícu-- los 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 mercancias o materiales necesarios para su operación, deberá contar -- con una zona colindante con el edificio, dedicado a éste fin. Esta condición será para todos aquellos edificios en los 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 volúmen de la edificación. Estos espacios deberán planearse dentro de un patio de maniobras que permita realizar éstas con amplitud y seguridad. La ubicación de ésto 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 almacen 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 7.00 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 siguiente:

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

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

I.- Estacionamiento a 30°.

a).- Circulación en un solo sentido y estacionamient un solo lado. El ancho libre será de 12.50 M.

b).- Circulación en dos sentidos y estacionamiento en bos lados, el ancho libre será de 18.00 M.

ARTICULO XVI-14 RAMPAS.

Las rampas de los estacionamientos tendrán una diente máxima del 15%. La anchura mínima de circulación en rec será de 3.00 m. y en curvas de 3.50 m. y en un radio mínimo c 7.50 M. al eje de la rampa.
Estarán delimitadas por guarnición con altura de 15 cm. y una queta de protección de 30 cm. de anchura en rectas y de 50 cm. anchura en curvas. Las circulaciones verticales, ya sea rampa montacargas serán independientes de las áreas para acceso de p nas.

ARTICULO XVI-15 CAJONES Y PROTECCIONES.

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

a).- En los estacionamientos se marcarán cajones cuyas dimensiones mínimas serán de 2.[illegible] M. de ancho por [illegible] M. de largo delimitadas por topes colocados a [illegible] de distancia entre ellos y a 1.25 M. de los paños de muros y [illegible] dos.

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

ARTICULO XVI-16 ESTACIONAMIENTO A DESCUBIERTO.

Cuando no se construyen edificios para estacior mientos de vehículos, sino solamente se utiliza el terreno, ést deberá pavimentarse y drenarse adecuadamente, contar con entrad y salidas independientes con las mismas dimensiones que se seña en el Artículo XVI-8, tendrán delimitadas las áreas de circulac y la de los cajones; contarán con topes para las ruedas; y en c de estacionamiento de cuota, además deberá cercarse en todos los linderos, contar con caseta de control y servicios sanitarios, cajones y topes tendrán las mismas características que se señal. en el Artículo XV-15.

ARTICULO XVI-17 ESTACIONAMIENTOS PRIVADOS.

Los estacionamientos para uso privado con capaci dad máxima de 15 automóviles no estarán obligados a tener carril separados ni a cumplir con las disposiciones sobre zonas de desc so y ascenso de pasajeros, protecciones y cajones.

ARTICULO XVI-18 DISTANCIA AL ESTACIONAMIENTO .

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

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

TITULO E.- ESPECIFICACIONES TIPO.

Capitulo XVI EDIFICIOS PARA HABITACION.

ICULO XVII-1 ESPACIOS DESCUBIERTOS.

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

TICULO XVII-2 PIEZAS HABITABLES Y NO HABITABLES.

Se considerán piezas habitables los espacios cu ertos que se destinen a salas, despachos, comedores y dormito- os; y no habitables, las destinadas a cocinas, servicios sani- rios, lavaderos, cuartos de planchar y circulaciones. El desti de cada local será el que resulte de su ubicación y dimensio- s, y no el que se quiera fijarle arbitrariamente.

TICULO XVII-3 DIMENSIONES MINIMAS.

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

TICULO XVII-4 VIVIENDA MINIMA.

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

TICULO XVII-5 ILUMINACION Y VENTILACION.

Todas las piezas habitables deberán tener ilumina ón y ventilación por medio de vanos que darán directamente a pa os ubicados dentro del propio predio o la vía pública. Para ilu nación la superficie total de ventanas libres de toda obstruc-- ón será por lo menos de un octavo de la superficie del piso en- da pieza y en la superficie libre para ventilación deberá ser - ando menos de un tercio de la iluminación.

pueden permitir cocinas y servicios sanitarios sin las caracte sticas antes señaladas, siempre que el local esté debidamente - ntilado por medios mecánicos.
lo se autorizarán ventanas orientadas a colindancia cuando exis un pasillo con una separación mínima al lindero, igual a un me o (1.00).

TICULO XVII-6 DIMENSIONES DE PATIOS.

Los patios que sirvan para dar iluminación y venti ción a piezas habitables tendrán las siguientes dimensiones mini s 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.

casos de alturas mayores, la dimensión mínima del patio debe ser l tercio de la altura total del paramento de los muros.
ara 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.

el caso de alturas mayores, la dimensión mínima del patio debe a 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 CIRCULACIONES GENERALES.

Todas las viviendas de un edificio multifamiliar - deberán tener salidas, pasillos o corredores que conduzcan directa mente a las puertas de salida o a las escaleras. El ancho de pasi- llos 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 comuni quen 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 cen tímetros en edificios unifamiliares y de un metro veinte centíme-- tros 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 centíme tros. Los peraltes 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 en- trada 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 sa- nitarios y cuartos de utilería, el mínimo será de sesenta centíme tros.

ARTICULO XVII-11 INSTALACION HIDRAULICA.

Todos los edificios destinados a habitaciones es tarán provistos de instalaciones de agua potable que puedan sumi- nistrar al día ciento cincuenta litros por cada habitante. Si se- instalan tinacos, estos deberán ser instalados de forma que se e- vite la sedimentación.

ARTICULO XVII-12 INSTALACION SANITARIA.

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

RTICULO XVIII-1 PATIOS Y PASILLOS.

Los patios que sirvan para dar iluminación y ven ilación a edificios para comercio y oficinas tendrán las mismas- imensiones que los destinados a habitación, considerandose como- iezas habitables las oficinas y comercios.

RTICULO XVIII-2 PASILLOS Y COMEDORES.

Las oficinas y locales comerciales de un edificio eberán tener salida a pasillos y corredores que conduzcan directa ente a las escaleras o a la salida a la calle. La anchura de los- [illegible] nunca será menor de un metro veinte centíme-

ARTICULO XVIII-3 ESCALERAS.

Los edificios para hoteles, comercios y oficinas - tendrán escaleras que comuniquen todos los niveles aún cuando ten- gan elevadores. La anchura mínima de las escaleras será de un me- tro 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, te-- ner 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.
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

ARTICULO XVIII-4 SERVICIOS SANITARIOS.

Los edificios para comercio y oficina 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 construída, 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 a razón de cinco metros cuadrados por alumno, como mínimo.
La capacidad de las aulas deberá calcularse 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 iluminadas y ventiladas 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 sirven 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 articial 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 construída con fines diferentes del esparcimiento. Estos espacios deberán tener pavimento adecuado o jardín.
Se exceptuan de esta obligación las escuelas especializadas.

ARTICULO XIX-4 PUERTAS

Cada aula tendrá por lo menos una puerta de 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 cubicos 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 cuál deberá abrirse el equivalente a un quinceavo de la superficie del piso.

ARTICULO XIX-8 SERVICIOS SANITARIOS.

Las escuelas contaran con servicios sanitarios separados para hombres y mujeres. Estos servicios se calcularan 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, dotado 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 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 las puertas que comuniquen con la calle o con los pasillos deberá ser por lo menos igual a las cuatro terceras partes de la suma de las anchuras de las puertas que co-

ARTICULO XX-3 TAQUILLAS

Las taquillas para la venta de boletos no deberan 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 volúmen 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 se 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, medido entre verticales. La distancia desde 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

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

ARTICULO 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 sólo 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.

ARTICULO 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 cupo 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 a 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. La superficie de las pistas de baile se calculará a razón de veinticinco decímetros cuadrados por persona.

ARTICULO XX-10 PUERTAS SIMULADAS

Se prohibe 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 flecha 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 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 casetas 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 cuál 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 veintitres 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 sólo 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 volúmen necesario de las salas de los templos se [illegible] de dos y medio metros cúbicos por asistente, co-

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 superficie de la sala y cuando sea artificial, será adecuada y cumplirá satisfactoriamente

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

Capitulo XXII HOSPITALES

ARTICULO XXII-1 DIMENSIONES MINIMAS.

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

Las dimensiones de las salas generales para enfermos se calcularán en la misma forma que las de dormitorios en edificios para la educación.

ARTICULO XXII-2 ENERGIÁ 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 GRADERIAS

Las estructuras de las graderías serán de materiales incombustibles; sólo 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 suficientes 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 considerán edificios para espectáculos deportivos aquellos que se destinen total o parcialmente para estadio, plazas de toros, arenas, hipodromos, lienzo de charros, 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 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 lo establecido en el Artículo XIX-5.

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-10 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 como mínimo una regadera por cada cuatro casilleros o vestidores, sin incluir las regaderas de presión.

ARTICULO XXV-3 BAÑOS DE VAPOR.

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 deberán redondearse.

ARTICULO XXV-5 VENTILACION.

La ventilación en los edificios para baños será su-

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 tendrán como mínimo dos excusados y ún 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 para espectadores en cada localidad, sujetándose 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 mecanicas 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 ó 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 capitulo 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 y de cualquier otra persona, en la ejecución de los trabajos.

ARTICULO XXVII-2 ANDAMIOS, ESCALERAS.

Los andamios, pasarelas, escaleras, deberán ser construídos por personal experimentado, con materiales de buena calidad, con capacidad de carga 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 riesgos 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 100 horas de trabajo, 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 caida 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 efectuen 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.

2.- REQUISITOS ESTRUCTURALES

CAPÍTULO I.- ALCANCE
CAPITULO II.- CARGAS Y DEFORMACIONES IMPUESTAS
CAPITULO III.- ESTRUCTURAS
CAPITULO IV.- CIMENTACIONES
CAPITULO V.- MAMPOSTERIA
CAPITULO VI.- ESTRUCTURAS DE CONCRETO
CAPITULO VII.- ESTRUCTURAS DE ACERO
CAPITULO VIII.- ESTRUCTURAS DE MADERA
CAPITULO IX.- ANALISIS POR VIENTO
CAPITULO X.- ANALISIS SISMICO

GOBIERNO DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA
SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS

Capitulo I ALCANCE

I.1 En este título se fijan, los requisitos que deben cumplir las estructuras comunes para que tengan una seguridad adecuada contra la falla y un comportamiento satisfactorio durante su funcionamiento normal.

I.2 Estas normas se aplicarán a las construcciones, modificaciones, ampliaciones, reparaciones o demoliciones de obras urbanas, como casas, edificios y/o plantas industriales; no regirán para puentes, presas y otras estructuras especiales, para las cuales deberán seguirse normas y reglamentaciones específicas aprobadas por la Dirección.

I.3 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 Dirección.

I.4 La Dirección podrá calificar a una estructura como especial y en ese caso requerirá del proyectista comprobaciones adicionales por métodos mas elaborados que no se especifican en el texto de estos requisitos estructurales.

Capitulo II CARGAS Y DEFORMACIONES IMPUESTAS

En las estructuras se considerarán las siguientes acciones: Cargas muertas, cargas vivas, cargas accidentales y los efectos de deformaciones impuestas.

II.1 CARGAS MUERTAS

Son aquellas que actúan permanentemente en una edificación. Las cargas muertas verticales se determinan cubicando los volúmenes de los diferentes materiales a los que se aplicarán los pesos volumétricos de la tabla II-1.

Los valores mínimos señalados se emplearán para verificar la estabilidad de la estructura cuando las cargas verticales sean favorables a ésta, como en el caso de succiones y volteo producido por el viento. En general se usarán los valores máximos.

Las cargas muertas horizontales como son las debidas a empuje de tierra, se calcularán como se indica en el Capitulo IV.

II.2 CARGAS VIVAS

II.2.1 CARGAS VIVAS NOMINALES

Son aquellas que actúan en una edificación sin taper carácter permanente. Para cargas vivas verticales, se usarán los valores de la tabla II-2 de Cargas Vivas Nominales, W_m, W_r y W_s, en Kg/m^2 en función del destino del piso o cubierta en cuestión, en donde:

A = Area tributaria del miembro en consideración. (en m^2)
W_m = Carga viva empleada para el diseño estructural y para el cálculo de asentamiento en suelos muy permeables (arenas y gravas) o en los no saturados.
W_r = Carga viva para valuar la fuerza sísmica o para viento.
W_s = Carga viva para el cálculo de asentamiento en materiales poco permeables (limos y arcillas) saturados.

En problemas de volteamiento, de succión, o de flotación la carga viva se considerará nula.

Las cargas vivas horizontales como son las debidas a empujes de granos o líquidos se calcularán empleando teorías reconocidas.

II.2.2 CARGAS VIVAS DURANTE LA CONSTRUCCION

Deben considerarse cargas transitorias que puedan producirse durante la construcción como la debida al peso de los materiales almacenados temporalmente, la de los vehículos y equipo, la del colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza, y fijar las precauciones que deben tenerse para no sobrecargar la estructura.

II.2.3 EFECTOS DE MAQUINARIA

Estos efectos se calcularán de acuerdo con los datos que debe proporcionar el fabricante de las máquinas, o en su defecto se usarán los factores de impacto y vibración dados en la tabla II.3

II.3 CARGAS ACCIDENTALES

Son las que tienen valores significativos en cortos intervalos de tiempo, perteneciendo a este grupo las cargas de viento y las de sismo, que se calcularán como se indica en los Capitulos IX y X.

II.4 DEFORMACIONES IMPUESTAS

II.4.1 ALCANCE

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

II.4.2 CASOS EN QUE DEBE CONSIDERARSE LAS DEFORMACIONES IMPUESTAS

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

TABLA II-3

TABLA DE FACTORES POR IMPACTO Y VIBRACION EN MAQUINA Y EQUIPO

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

TABLA II-4

HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES ADMISIBLES

TIPO DE ESTRUCTURA	RELACION ENTRE EL HUNDIMIENTO DIFERENCIAL Y EL CLARO
Marcos de acero hasta de 4 pisos:	0.006
Marcos de concreto hasta de 4 pisos:	0.004
Marcos de acero de más de 4 pisos y hasta 15 pisos, llamando n al numero de pisos:	0.006(1.225-0.0636n)
Marcos de concreto de más de 4 pisos y hasta 15 pisos:	0.004(1.255-0.0636n)
Para más de 15 pisos:	
Marcos de acero:	0.0018
Marcos de concreto:	0.0012

TABLA II - 1

PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS

MATERIAL		PESO VOLUMETRICO ton / m.³ MAXIMO	MINIMO
I PIEDRAS NATURALES			
Arenisca (Chilucas y canteras)	secas	2.45	1.75
	saturadas	2.50	2.00
Basaltos (Piedra Braza)	secos	2.60	2.35
	saturados	2.65	2.45
Granito		3.20	2.40
Marmol		2.60	2.55
Pizarras	secos	2.80	2.30
	saturados	2.85	2.35
Tepetates	secos	1.60	0.75
	saturados	1.95	1.30
Tezontles	secos	1.25	0.65
	saturados	1.55	1.15
II SUELOS			
Arena de grano de tamaño uniforme	seca	1.75	1.40
	saturado	2.10	1.85
Arena bien graduada	seca	1.90	1.55
	saturado	2.30	1.95
Arcilla		1.60	1.20
Granito desintegrado (Tucuruguay)	seco	1.80	1.45
	saturado	2.10	1.60
III PIEDRAS ARTIFICIALES			
CONCRETOS Y MORTEROS			
Concreto simple con agregados de peso normal		2.40	2.00
Concreto reforzado		2.50	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		1.65	1.55
Tabique macizo prensado		2.25	1.70
Bloque hueco de concreto ligero (volumen neto)		1.30	1.00
Bloque hueco de concreto intermedio (volumen neto)		1.90	1.40
Bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)		2.20	2.00
Bloques de vidrio para muros		1.25	0.65
Prismáticos para tragaluces		2.00	1.50
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	0.55
Oyamel	seco	0.40	0.35
	saturado	0.65	0.60
Encino	seco	0.90	0.80
	saturado	1.00	0.80
Pino	seco	0.65	0.45
	saturado	1.00	0.80
RECUBRIMIENTOS		Peso en kg/m.²	
Azulejo		15	10
Mosaicos de pasta		35	25
Granito o terrazo de 20 x 20 cm.		45	35
30 x 30		55	45

TABLA II-2

TABLAS DE CARGAS VIVAS NOMINALES UNITARIAS

TABLAS DE CARGAS VIVAS NOMINALES UNITARIAS

Destino del piso o cubierta.	W_s	W_r	W_m	observaciones.
I.- Habitación (casas habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares), Oficinas, Despachos y laboratorios.	70	90	$120+420\,A^{-1/2}$	(1)
II.- Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público).				
Cuando sirven a no más de 200 m2. de area habitable.	40	150	$150+200\,A^{-1/2}$	
Cuando sirven a un area habitable superior a 200 m2. e inferior a 400 m2.	40	150	$150+400\,A^{-1/2}$	
Cuando sirven a 400 m2. o más de area habitable o a un lugar de reunión.	40	150	$150+600\,A^{-1/2}$	
III.- Estadios y lugares de reunión sin asientos individ.	40	350	450	
IV.- Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurant, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares.	40	250	300	(2)
V.- Comercios, fábricas y bodegas				
Area tributaria hasta de 20 m2.	$0.8w_m$	$0.9w_m$	w_m	(3)
Area tributaria mayor de 20 m2.	$0.7w_m$	$0.8w_m$	$0.9w_m$	(3)
VI.- Tanques y cisternas.	$0.7w_m$	$0.8w_m$	w_m	(4)
VII.- Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor 5%	15	70	100	(5)
VIII.- Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%	5	20	30	(6)
IX.- Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares.)	15	70	200	
X.- Garages y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	150	(7)
XI.- Andamios y cimbras para concreto.	15	70	100	(8)

(1) Por lo menos en una estancia o sala comedor de las que contribuyen a la carga de una viga, columna y otro elemento estructural de una casa habitación, edificio de departamentos o similar debe considerarse para diseño estructural w_m = 250 kg/m2 y en los demás según corresponda al area tributaria en cuestión.

(2) Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de tabique ni de otros materiales de peso comparable, ni de cortinajes en sala de espectáculos, archivos importantes, cajas fuertes, libreros sumamente pesados ni el de otros objetos no usuales. Cuando se prevean tales cargas deberá diseñarse elementos estructurales destinados a ellas, especificarse en los planos estructurales y, mediante placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción, señalarse su ubicación y carga permisible.

(3) Atendiendo al destino del piso se fijará la carga unitaria nominal w_m que corresponde a un area tributaria menor de 20 m2., la que deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción. La carga w_m será mayor de 350 kg/m2. en todos los casos. Cuando se prevean cargas concentradas importantes se debe proceder como se especifica en (2)

(4) w_m = presión en el fondo del tanque o cisterna, correspondiendo al tirante máximo posible.

(5) Las cargas vivas en estas cubiertas y azoteas pueden disminuirse si mediante lloraderos adecuados se asegura que el nivel máximo que puede alcanzar el agua de lluvias en caso de que tapen las bajadas no produce una carga viva superior a la propuesta pero en ningún caso éste valor será menor que el correspondiente al especificado para cubiertas y azoteas con pendiente mayor de cinco por ciento.

Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios. Estas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

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

(6) O una carga concentrada de 100 kg. en la posición más crítica si este resulta más desfavorable que la carga uniforme especificada.

(7) Más una concentración de 1.5 ton en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

(8) Más una concentración de 100 kg en el lugar más desfavorable, debe cumplirse además con lo impuesto en el capítulo de andamios.

W_m = Carga viva empleada para el diseño estructural y para el cálculo de asentamientos en suelos muy permeables (arenas y gravas) o en los no saturados.
W_r = Carga viva para valuar la fuerza sísmica o para viento.
W_s = Carga viva para el cálculo de asentamientos en materiales poco permeables (limos y arcillas) saturados.

El producto factor por carga ya incluye los efectos de la carga del impacto y de la vibración.

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 30 m. en ningúna dirección, si todos sus miembros estructurales son de eje recto y siempre que las losas de concreto más directamente expuestas a la intemperie estén protegidas de ésta al menos por un enladrillado. El límite citado puede aumentarse a 45 m. en estructura de acero.

II.4.3 CUANTIFICACION DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES

Estos se cuantificarán como se indica en el Capítulo IV.

Para el cálculo de elementos mecánicos debidos a asentamientos diferenciales se usará el módulo elástico instantáneo del concreto en estructuras de este material desplantadas en suelos muy permeables (arenas y gravas) o en suelos no saturados. En el caso de suelos poco permeables saturados (limos y arcillas) se tomará un módulo elástico igual al 33% del instantáneo.

En marcos de acero, siempre se considerará la totalidad de los asentamientos diferenciales y el módulo elástico de acero.

II.4.4 CUANTIFICACION DE LOS EFECTOS DE CAMBIOS DE TEMPERATURA

Cuando según II.4.2 sea necesario considerar las deformaciones que producen los cambios de temperatura, se cuantificarán los cambios totales en longitud de los miembros estructurales, antes de tener en cuenta las restricciones debidas a sus apoyos, mediante la expresión:

$$L_2 - L_1 = C L_1 (T_2 - T_1) \qquad \text{Ec.(II-1)}$$

En donde:

L_1 y L_2 Son las longitudes del miembro que corresponden a las temperaturas T_1 y T_2 respectivamente y C es el coeficiente de expansión lineal que se indica en la tabla II-5.

Se tomarán la diferencia entre la máxima o la mínima anual que se derive de los mapas de isotermas anexos figuras II-1 y II-2 y la temperatura durante la erección de la estructura.

Durante el proceso constructivo, cuando la estructura se encuentre sin protección, dicha diferencia se multiplicará por 1.80 y cuando la edificación se encuentre protegida cuando menos con el equivalente de un enladrillado en azoteas el factor será de 1.20

Para el cálculo de los elementos mecánicos debidos a cambios de temperatura anuales en marcos de concreto, se tomará un módulo elástico reducido al 45% del instantáneo.

II.4.5 CUANTIFICACION DE LOS EFECTOS DE CONTRACCION POR FRAGUADO

Los efectos de la contracción se sumarán a los de la temperatura.

Puede estimarse conservadoramente que la contracción unitaria del concreto reforzado vale 0.0002 en zonas de clima húmedo, 0.0003 en zonas de clima moderado y 0.0004 en zonas de clima seco.

II.4.6 ANALISIS DE LOS EFECTOS DE DEFORMACIONES IMPUESTAS

Una vez calculados los cambios totales en longitud que no tienen en cuenta las restricciones provenientes de otros miembros estructurales y de los apoyos, deben introducirse estas restricciones en el análisis y satisfacerse las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

II.4.7 DISEÑO ESTRUCTURAL INCLUYENDO EFECTOS DE DEFORMACIONES IMPUESTAS

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

1.- Carga muerta + carga viva + deformaciones impuestas por hundimientos diferenciales, temperatura y contracción de fraguado.

2.- La combinación anterior más carga de sismo o viento.

Los esfuerzos admisibles se incrementarán para el caso del concreto en 33% para la primera combinación y en 40% para la segunda. Para el acero de refuerzo y estructural los incrementos serán de 50 y 60% respectivamente.

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.

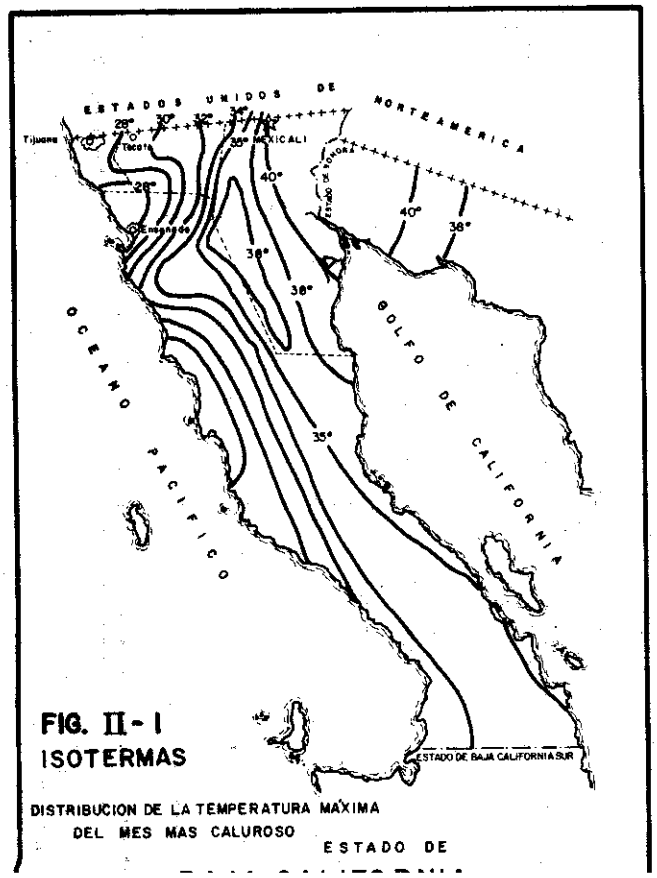


FIG. II-1
ISOTERMAS
DISTRIBUCION DE LA TEMPERATURA MAXIMA DEL MES MAS CALUROSO
ESTADO DE

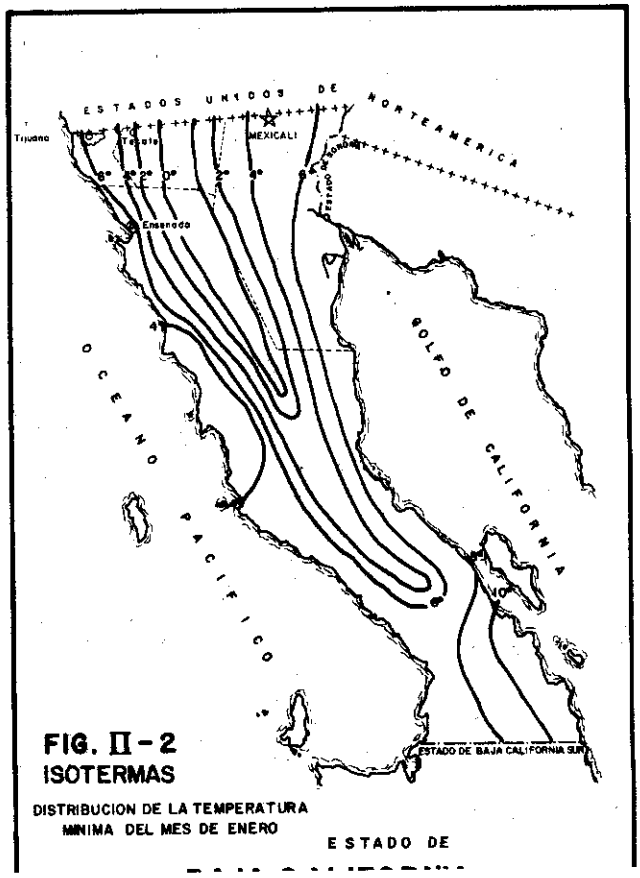


FIG. II-2
ISOTERMAS
DISTRIBUCION DE LA TEMPERATURA MINIMA DEL MES DE ENERO
ESTADO DE

TABLA II-5

COEFICIENTES DE EXPANSION LINEAL

MATERIAL	C. por grado centígrado
ACERO	0.000012
CONCRETO	0.000014
ALUMINIO	0.000024

Capitulo III ESTRUCTURACIONES

III.1 ALCANCE

Todas las construcciones deben poseer un sistema estructural --- que les permita soportar las acciones que puedan afectarlas, --- cumpliendo los requisitos de seguridad que fija este Reglamento-

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 ti - pos y requisitos mínimos de estructuración clasificándolas para su aplicación en otros capítulos de este Reglamento.

III.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

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.

III.3 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Se considerarán como elementos que no forman parte de la estructura aquellos que poseen una 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 -- trasmitir fuerzas.

Los canceles metálicos, los de madera y los formados por materiales sumamente deformables, como plásticos reforzados con fibra de vidrio, siempre que no posean tableros de materiales --- frágiles, no requieren precauciones especiales en su liga con - la estructura para protegerlos de los efectos de los movimientos de la misma.

Los demás elementos que no forman parte integrante de la estructura deben ligarse tomando precauciones para que no se dañen al deformarse éstas. Dichas precauciones consistirán, por ejemplo, en empotrar el elemento en un nivel, dejándolo libre en el ni - vel opuesto, o ligarlo en un piso guiándolo en el otro mediante un canal o ranura, etc., pero en todo caso existirán holguras - congruentes con los desplazamientos de la estructura y se revisará la estabilidad del elemento para el efecto de las acciones que puedan obrar directamente sobre de él como son empujes laterales por viento o sismo.

III.4 ESTRUCTURACION MINIMA

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 capítulo de Diseño Sísmico.

III.5 SISTEMAS DE PISO Y TECHO

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

Se procurará que los pisos y techos constituyan diafrágmas ri - gidos 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 diafrágmas rígidos: las losas macizas de concreto, las losas -- aligeradas de concreto con un firme de por lo menos 3 cm. de -- espesor y los sistemas metálicos o de madera adecuadamente - -- arriostrados en su plano.

Cuando se empleen sistemas que no constituyan diafragmas rigi - dos 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 deban seguir di - chas fuerzas de inercia.

III.6 SIMETRIA EN LA ESTRUCTURA DE LAS CONSTRUCCIONES

Es recomendable evitar excentricidades de diseño, calculadas -- como se indica en el capítulo de Diseño Sísmico, mayores que -- 10% de la dimensión de la planta de la estructura en la direc - ción normal a la de análisis, con objeto de reducir los efectos de torsión debidos a asimetría; deberá procurarse que haya simetría en rigideces, materiales y tipos de elementos resistentes.

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

Capitulo IV CIMENTACIONES

IV.1 ASPECTOS GENERALES

Toda construcción se soportará por medio de una cimentación apropiada. Se entiende por cimentación al conjunto formado por la subestructura, el suelo y las pilas o pilotes que llevan las cargas a mayores profundidades. La subestructura recibe las cargas de la edificación y la reacción del suelo y/o la de las pilas o pilotes.

Las cimentaciones podrán ser superficiales o profundas.

Las zapatas y cimientos deberán desplantarse en terreno firme, por debajo de la capa de tierra vegetal o de desechos sueltos, o por debajo del terreno que pueda sufrir cambios volumétricos como en el caso de arcillas expansivas. Sólo se aceptará cimentar sobre rellenos artificiales que cumplan con lo que se indi indica en el Artículo IV-3

Deberá tenerse precaución especial en investigar la posible existencia de oquedades, depósitos de basura o rellenos mal compactados.

Siendo la finalidad de la subestructura trasmitir 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 identificar el tipo de suelo de cimentación y determinar su compacidad o consistencia, ya sea por muestreo alterado con ensayes de penetración estándar (Artículos IV.4 y IV.5) 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 limites de consistencia y contenido natural de agua del suelo previamente identificado.

Siempre deberá investigarse el efecto de la nueva construcción sobre la cimentación de las edificaciones colindantes.

Los muros cargadores, dependiendo de la capacidad de carga del terreno y de su compresibilidad, se podrán cimentar sobre zapatas corridas de mamposteria de piedra natural rematadas o no, con una dala de concreto reforzado, o sobre zapatas corridas de concreto provistas de trabes de rigidez o sobre losas corridas de cimentación generalmente provistas de trabes de rigidez

En el caso de la cimentación de columnas las zapatas podrán ser aisladas, de concreto simple o reforzado o bien serán zapatas o losas corridas provistas de contratrabes de concreto reforzado.

Los cimientos de lindero en el caso de zapatas aisladas o corridas pueden hacer necesario el empleo de trabes de soleo o balancines.

La estructura debe anclarse a los elementos de la cimentación los cuales deben diseñarse para resistir las tensiones y momentos flexionantes inducidos por fuerzas horizontales; por ejemplo los castillos de concreto arrancarán desde el desplante del cimiento y no desde la dala, y el refuerzo de las columnas se anclarán en las zapatas y contratrabes.

IV.2 CAPACIDAD DE CARGA

Para el diseño de la cimentación de estructuras fijas, para las que no se justifique un estudio detallado del suelo, se tomarán los esfuerzos admisibles para el terreno que se dan en la tabla IV.1

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 caso en que se trate y tomar las precauciones necesarias.

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

Para suelos friccionantes:

$$q_d < \frac{CN_c + \bar{P}_v N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma}{FS} \qquad \text{Ec. (IV-1.1)}$$

Para suelos cohesivos:

$$q_d < \frac{2.85\, q_u \left(1 + 0.3\frac{B}{L}\right)}{FS} + \bar{P}_v \qquad \text{Ec. (IV-1.2)}$$

Donde:

q_d = Presión ejercida por las cargas de la edificación al nivel de desplante de la cimentación, en Ton/m². A esta presión se le restará la presión hidrostática en caso de haberla y si se garantiza una cimentación impermeable o la eliminación por bombeo automático de las aguas de infiltración.

$\bar{P}_v$ = Presión intergranular al nivel de desplante antes de hacer la excavación, en Ton/m²

γ = Peso volumétrico húmedo del suelo debajo del nivel de desplante de la cimentación si el nivel freático se encuentra cuando menos a una profundidad "B" medida a partir de el nivel. Si el nivel freático se encuentra a menor profundidad, el peso volumétrico se calculará como se indica en "C" de este Artículo.

C = Cohesión en Ton/m²

B = Ancho de la cimentación, para suelos de comportamiento cohesivo. En suelos de comportamiento friccionante se supone "B" menor que L/5, siendo L la longitud de la cimentación en metros.

N_c, N_q, N_γ = Coeficientes de capacidad de carga cuyos valores están definidos, en función del ángulo ϕ de fricción interna del material, en la tabla IV-2

FS = El factor de seguridad que se tomará igual a 3, a menos que se haga un estudio mas detallado a satisfacción de la Dirección que permita reducir este valor. Cuando se combinen las cargas muertas y vivas con las de sismo o viento, podrá disminuirse un 33% el factor de seguridad.

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

a).- Para suelos arcillosos con resistencia en compresión simple menor que 5 Ton/m², se tomará 2/3 de la cohesión medida.

Para suelos arenosos con capacidad relativa menor de 50% (Fig. IV-1-b) se usará un ángulo de fricción reducido (ϕ') tal que se cumpla:

$$\text{Tan}\,\phi' = \frac{2}{3}\,\text{Tan}\,\phi$$

b).- En caso de no cumplirse las condiciones geométricas $\frac{B}{L} <$ los coeficientes N_c, N_q, N_γ deberán ser multiplicados respectivamente por los factores de forma f_c, f_q, f_γ, definidos en la tabla IV.3

c).- 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 previsible durante la vida útil de la estructura. En caso de que este nivel quede a una profundidad Z inferior al ancho B de la cimentación abajo del nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico γ a considerar en la ecuaciones IV.1 será:

$$\gamma = \gamma' + \left(\frac{Z}{B}\right)\cdot(\gamma_m - \gamma')$$

Donde:

γ' = Peso específico sumergido.

γ_m = Peso específico hómedo total que corresponde al contenido mínimo de agua natural del suelo arriba del nivel freático

d).- En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará la estabilidad de la cimentación con las fórmulas IV.1 y IV.2 utilizando los factores de reducción estipulados en "a" de este Artículo, siempre y cuando la distancia horizontal entre la arilla del cimiento más próxima al talud y el hombro de éste sea como mínimo al ancho del cimiento.

e).- En el caso de estructuras desplantadas sobre un estrato de material blando confinado se comprobará que no pueda ocurrir extrusión de dicho material.

Para una estructura de dimensión transversal D (fig. IV-2) se verificará que:

$$q_d < \frac{4c\left(\frac{D'}{D}\right)^2}{FS} \qquad \text{Ec. (IV-..)}$$

En que C es la cohesión del material blando y FS como se define en este Artículo.

f).- Para condiciones severas de vibración debidas a maquinaria y solicitaciones sísmicas en la vecindad de una cimentación desplantada en limos sueltos saturados de baja plasticidad o en arenas limosas finas se considerarán factores de seguridad dobles de los correspondientes a cargas estáticas, a menos que se haga un estudio especial que permita reducir estos factores de seguridad.

IV.3 RELLENOS ARTIFICIALES

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

En los rellenos se tendrá cuidado en el problema del flujo natural y en el de tubificación, tomando las previsiones necesarias

TABLA IV-I

CAPACIDADES DE CARGA EN TON/m² PARA DIFERENTES MATERIALES

MATERIAL	DESCRIPCION	ZAPATAS AISLADAS O CORRIDAS CON ANCHO MENOR DE 4 M.	LOSAS Y ZAPATAS DE ANCHO MAYOR DE 4 M.
Arena	Arenas de mediana a alta compacidad, cementadas.	15	42
	Arenas de mediana a alta compacidad, no cementadas.	4	30
	Arenas de baja compacidad.	2	8
Limo	Limos de mediana a alta compacidad.	6	12
	Limos de baja compacidad.	3	5
Arcilla	Arcillas duras.	10	10
	Arcillas medianamente firmes.	5	5
	Arcillas blandas.	3*	2**
Roca	Roca sana.	30	30

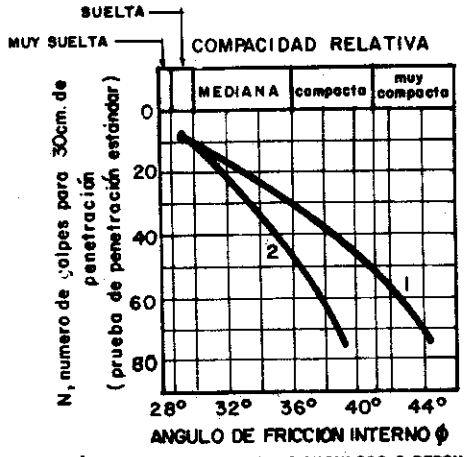
NOTA: Las capacidades de carga que se dan en esta tabla corresponderá aquellos casos en que el nivel de aguas freáticas se localiza a una profundidad mayor de una vez el ancho de la cimentación, por debajo del desplante de este si dicho nivel de aguas freáticas se localiza al nivel del desplante o por encima de éste, los valores de la tabla se reducirán a la mitad. Para posiciones intermedias del nivel de aguas freáticas la capacidad de carga podrá obtenerse interpolando linealmente entre los casos indicados.

* Zapatas con ancho menor de 3.00 m.

** Losas corridas cuya mínima dimensión es igual o mayor de 3.00 m.

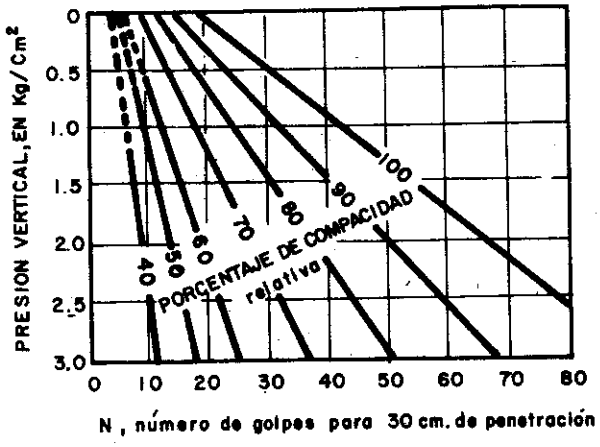
FIG. IV-I

CORRELACION ENTRE LOS RESULTADOS DE UNA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR



1. RELACIÓN PARA ARENAS DE GRANO ANGULOSO O REDONDEADO DE MEDIANO A GRUESO.
2. RELACION PARA ARENAS FINAS Y PARA ARENAS LIMOSAS.

a)-ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL MATERIAL



b)- COMPACIDAD RELATIVA.

TABLA IV-2

COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA

ø	Nc	Nq	Nγ	Nq/Nc	tan ø
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.66
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	300.35	1.04	1.04
47	173.04	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.98	265.51	613.16	1.15	1.15

FIG. IV-2

CIMENTACION DESPLANTADA

SOBRE UN ESTRATO

BLANDO CONFINADO

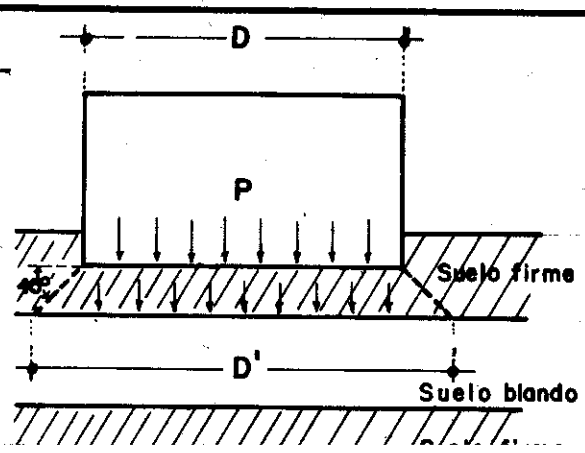


TABLA IV-3

FACTORES DE FORMA PARA CIMENTACIONES SOMERAS

FORMA DE LA BASE	ξ_c	ξ_q	ξ_γ
Rectangular	$1+(B/L)\ (N_q/N_c)$	$1+(B/L)\ \tan\phi$	$1-0.4\ B/L$
Circular o cuadrada	$1+(N_q/N_c)$	$1+\tan\phi$	0.60

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

Las pruebas de laboratorio anteriores se realizarán siguiendo los procedimientos especificados en la tabla IV-4

IV.4 RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO

La investigación del subsuelo deberá permitir identificar con precisión los materiales que se encuentran afectados por la carga trasmitida por la construcción y estimar sus propiedades mecánicas relevantes.

En el caso de que el terreno de cimentación esté constituído por suelos, la profundidad recomendable de investigación del subsuelo será 2.5 B., donde B es el ancho de la cimentación.

IV.4.1 MUESTREOS ALTERADOS CON ENSAYE DE PENETRACION STANDARD

Los sondeos de este tipo consistirán en hincar a golpes un penetrómetro estándar en el fondo de una perforación, con un martinete de 63.5 Kg. cayendo desde una altura de 76 cm. contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30 cm.

El fondo del pozo en el que se realice la prueba deberá ser previamente limpiado de manera cuidadosa. Se hincará entonces el penetrómetro 15 cm. en el suelo. A partir de este momento se empezarán a contar los golpes necesarios para lograr una penetración adicional de 30 cm. A continuación se retirará el penetrómetro removiendo de su interior la muestra alterada obtenida.

La resistencia y compacidad de los suelos gruesos (más de 50% del Material retenido en la malla No. 200 (0.074 mm.) podrán ser estimadas por medio de las correlaciones presentadas en las figuras IV.1

Para evaluar la consistencia y resistencia de los suelos finos (menos de 50% del material retenido en la malla No. 200) se recurrirá a la tabla IV.5

IV.4.2 SONDEOS CON OBTENCION DE MUESTRAS INALTERADAS

Estos sondeos se realizarán por procedimientos que aseguren una mínima alteración de las muestras obtenidas.

Las muestras obtenidas deberán ser protegidas y ensayadas a la mayor brevedad para evitar los cambios químicos y físicos que ocurren durante un almacenamiento prolongado.

TABLA IV-4

PRUEBAS DE COMPACTACION EN EL LABORATORIO

PRUEBA	PROCEDIMIENTO ESPECIFICADO
Proctor estándar Especif. S. O. P.	Parte IX libro primero 108-10.4
Porter estándar Especif. S. O. P.	Parte IX libro primero 108-11.4
Proctor (AASHO) modificada ASTM	D 1557-70 T 1964

TABLA IV-5

CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION Y LA CONSISTENCIA DE LOS SUELOS FINOS

CONSISTENCIA	RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR	RESISTENCIA A LA PRESION SIMPLE q_u (ton/m²)
Muy blandos	Menos de 2 golpes	Menos de 2.5 Ton/m²
Blando	De 2 a 4	De 2.5 a 5
Medianamente firmes	De 4 a 8	De 5 a 10
Firmes	De 8 a 15	De 10 a 20
Muy firmes	De 15 a 30	De 20 a 40
Duros	Más de 30	Más de 40

*Arcilla de plasticidad media. Para arcillas de alta plasticidad, aplicar a los valores de q_u indicados un coeficiente de reducción de 0.6

TABLA IV-6

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIONES DE SUELOS

(INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION)

		PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (SE EXCLUYEN LAS PARTICULAS MAYORES DE 7.6 cm (3 pulg.) Y SE BASAN LAS FRACCIONES EN PESOS ESTIMADOS)	SIMBOLOS DEL GRUPO (a)	NOMBRES TIPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS
SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS (MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO POR LA MALLA No. 200 (a)) (LAS PARTICULAS MAYORES DE 0.074 m. DE DIAMETRO (b) MALLA No. 200) SON LAS MAS PEQUEÑAS VISIBLES A SIMPLE VISTA)	GRAVAS (MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA ES RETENIDA EN LA MALLA No. 4) — GRAVAS LIMPIAS (POCAS PARTICULAS FINAS O NINGUNA)	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TAMAÑOS INTERMEDIOS	G W	GRAVAS BIEN GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA, CON POCOS FINOS O NINGUNO.	DESE EL NOMBRE TIPICO, INDIQUENSE LOS PORCENTAJES APROXIMADOS DE GRAVA Y ARENA, TAMAÑO MAXIMO, ANGULOSIDAD, CARACTERISTICAS DE LA SUPERFICIE Y DUREZA DE LAS PARTICULAS GRUESAS, NOMBRE LOCAL Y GEOLOGICO, CUALQUIER OTRA INFORMACION DESCRIPTIVA PERTINENTE Y EL SIMBOLO ENTRE PARENTESIS.
		PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS INTERMEDIOS	G P	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE GRAVA Y ARENA, CON POCOS FINOS O NINGUNO.	
	GRAVAS CON FINOS (CANTIDAD APRECIABLE DE PARTICULAS FINAS)	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (para identificarla vease grupo ML)	G M	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO	PARA LOS SUELOS INALTERADOS, AGREGUESE INFORMACION SOBRE ESTRATIFICACION, COMPACIDAD, CEMENTACION, CONDICIONES DE HUMEDAD Y CARACTERISTICAS DE DRENAJE.
		FRACCION FINA PLASTICA (para identificarla vease grupo CL)	G C	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA	
	ARENAS (MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA PASA LA MALLA No. 4) — ARENAS LIMPIAS (POCAS O NINGUNA PARTICULAS FINAS)	AMPLIA GAMA EN LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS INTERMEDIOS	S W	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA CON POCOS FINOS O NINGUNO.	
		PREDOMINIO DE UN TAMAÑO A UN TIPO DE TAMAÑOS, CON AUSENCIA DE ALGUNOS INTERMEDIOS	S P	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O NINGUNO.	EJEMPLO: ARENA LIMOSA CON GRAVA, CON 20% DE GRAVA DE PARTICULAS DURAS, ANGULOSAS Y DE 1.5 cm DE TAMAÑO MAXIMO; ARENA GRUESA O FINA DE PARTICULAS REDONDEADAS O SUBANGULOSAS; ALREDEDOR DE 19% DE FINOS NO PLASTICOS DE BAJA RESISTENCIA EN ESTADO SECO; COMPACTA Y HUMEDA EN EL LUGAR, ARENA ALUVIAL (SM)
	ARENAS CON FINOS (CANTIDAD APRECIABLE DE PARTICULAS FINAS)	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (para identificarla vease grupo ML)	S M	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO.	
		FRACCION FINA PLASTICA (para identificarla vease grupo CL)	S C	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y ARCILLA.	
SUELOS DE PARTICULAS FINAS (MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA LA MALLA No. 200 (LAS PARTICULAS DE 0.074 m. DE DIAMETRO (b) MALLA No. 200)		PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA Nº 40 — RESISTENCIA EN ESTADO SECO (CARACTERISTICA AL ROMPIMIENTO) / MOVILIDAD DEL AGUA (REACCION AL AGITADO) / TENACIDAD (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)			
	LIMOS Y ARCILLAS (LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50)	NULA O LIGERA / RAPIDA A LENTA / NULA	M L	LIMOS INORGANICOS, POLVO DE ROCA, LIMOS ARENOSOS O ARCILLOSOS LIGERAMENTE PLASTICOS.	DESE EL NOMBRE TIPICO INDIQUENSE EL GRADO Y CARACTER DE LA PLASTICIDAD: CANTIDAD Y TAMAÑO MAXIMO DE LAS PARTICULAS GRUESAS, COLOR DEL SUELO HUMEDO, NOMBRE LOCAL Y GEOLOGICO: CUALQUIER OTRA INFORMACION DESCRIPTIVA PERTINENTE Y UN SIMBOLO ENTRE PARENTESIS.
		MEDIA O ALTA / NULA A MUY LENTA / MEDIA	C L	ARCILLAS INORGANICAS DE BAJA O MEDIA PLASTICIDAD, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS POBRES	
		LIGERA A MEDIA / LENTA / LIGERA	O L	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD	
	LIMOS Y ARCILLAS (LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50)	LIGERA A MEDIA / LENTA A NULA / LIGERA A MEDIA	M H	LIMOS INORGANICOS, LIMOS MICACEOS DIATOMACEOS, LIMOS ELASTICOS	PARA LOS SUELOS INALTERADOS AGREGUESE INFORMACION SOBRE LA ESTRUCTURA, ESTRATIFICACION, CONSISTENCIA TANTO EN ESTADO INALTERADO COMO REMOLDEADO, CONDICIONES DE HUMEDAD Y DRENAJE.
		ALTA A MUY ALTA / NULA / ALTA	C H	ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD, ARCILLAS FRANCAS	
		MEDIA A ALTA / NULA A MUY LENTA / LIGERA A MEDIA	O H	ARCILLAS ORGANICAS DE MEDIA O ALTA PLASTICIDAD, LIMOS ORGANICOS DE PLASTICIDAD MEDIA	EJEMPLO: LIMO ARCILLOSO, CAFE, LIGERAMENTE PLASTICO, PORCENTAJE REDUCIDO DE ARENA FINA NUMEROSOS AGUJEROS VERTICALES DE RAICES, FRAME Y SECO EN EL LUGAR LOESS (ML).
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		FACILMENTE IDENTIFICABLES POR SU COLOR, OLOR, SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE, POR SU TEXTURA FIBROSA	P t	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	

CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO

USESE LA CURVA GRANULOMETRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO ANOTADAS EN LA COLUMNA DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO

DETERMINENSE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA DE LA CURVA GRANULOMETRICA DEPENDIENDO DEL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCION QUE PASA LA MALLA No. 200)

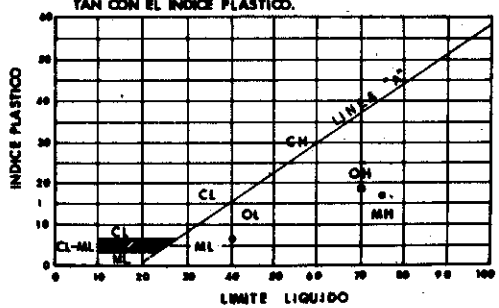
LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE:
MENOS DE 5% GW, GP, SW, SP
MAS DE 12% GM, GC, SM, SC
5% a 12% CASOS DE FRONTERA QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES.

COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD (C_u) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$; COEFICIENTE DE CURVATURA (C_c) $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 y 3	
NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW	
LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA A o $I_p < 4$	ARRIBA DE LA LINEA A Y CON I_p ENTRE 4 y 7 SON CASOS DE FRONTERA QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES.
LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA A CON $I_p > 7$	
$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$, ENTRE 1 y 3	
NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACION PARA SW	
LIMITES DE PLASTICIDAD ABAJO DE LA LINEA A o $I_p < 4$	ARRIBA DE LA LINEA A Y CON I_p ENTRE 4 y 7 SON CASOS DE FRONTERA QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES
LIMITES DE PLASTICIDAD ARRIBA DE LA LINEA A o $I_p > 7$	

EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS

G-GRAVA M-LIMO O-SUELOS ORGANICOS W-BIEN GRADUADA L-BAJA COMPRESIBILIDAD
S-ARENA C-ARCILLA R-TURBA P-MAL GRADUADA H-ALTA COMPRESIBILIDAD

COMPARANDO SUELOS A IGUAL LIMITE LIQUIDO, LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA EN ESTADO SECO AUMENTAN CON EL INDICE PLASTICO.



CARTA DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN EL LABORATORIO.

a) CLASIFICACIONES DE FRONTERA-LOS SUELOS QUE POSEEN LAS CARACTERISTICAS DE DOS GRUPOS SE DESIGNAN COMBINANDO DOS SIMBOLOS. POR EJEMPLO GW-GC MEZCLA DE GRAVA Y ARENA BIEN GRADUADA CON CEMENTANTE ARCILLOSO.

b) TODOS LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS SON LOS U.S. Standard.

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

IV.5 IDENTIFICACION Y CLASIFICACION DE LOS SUELOS

Los materiales encontrados se identificarán y clasificarán de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelos (Tabla IV.6)

Se procederá a la determinación de las propiedades índices relevantes de las muestras, de acuerdo con el Manual de Mecánica de Suelos de la S.R.H. 5a. Edic , México, D.F. 1970, en lo que se refiere a preparación de las muestras, determinación de su contenido natural de agua, densidad de sólidos, granulometría y límites de consistencia.

IV.6 MOVIMIENTOS VERTICALES EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Los asentamientos diferidos con el tiempo se calcularán con base en curvas de compresibilidad unidimensional determinadas en el laboratorio, en pruebas de consolidación por medio de la relación.

$$\Delta_H = \int_0^H \frac{\Delta_e}{1+e_0}\,dz$$

En que:

Δ_H = Asentamiento de un estrato de espesor compresible H
Este valor, H, será la máxima profundidad a que se dejen sentir apreciablemente los esfuerzos. H podrá tomarse como 2.5 B en cargas superficiales de ancho B.

Δ_e = Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical $\Delta\bar{p}$ inducido a la profundidad z por la carga superficial, estimada a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esta profundidad.

En suelos muy compresibles en que los asentamientos diferenciales excedan a los permisibles y el medio resulte mayor de 5 cm., se evitarán sobrecargas compensándolas mediante excavaciones y/o se utilizarán pilotes.

En edificios aislados podrá admitirse un asentamiento medio mayor a juicio del Responsable Proyectista.

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 Dirección. 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 (arcillas expansivas Tabla IV.7).

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 licuación de suelos granulares finos saturados y remoldear los suelos cohesivos. Todos estos efectos pueden causar asentamientos importantes

IV.7 CIMENTACIONES SOBRE PILAS O PILOTES

IV.7.1 GENERALIDADES

Se acude al empleo de pilotes cuando la capacidad del terreno es baja o su deformabilidad es alta.

Pueden ser de fricción o de punta, según sea su resistencia predominante. Generalmente se usa la resistencia de la punta hincada en un manto resistente cuando la resistencia dada por la fricción es insuficiente para soportar las cargas del edificio.

IV.7.2 PILOTES DE FRICCION

A menos que se emplee la gráfica de Kerisel, (fig. IV.3) la resistencia a la fricción de pilotes de madera o de concreto en suelos cuya resistencia se deba a su cohesión está dada por ésta si la consistencia del suelo es muy blanda o blanda. Si la consistencia es dura o muy dura, la fricción será la mitad o la tercera parte de la cohesión. La cohesión será estimada como la resistencia q_u del material determinado en prueba de compresión simple.

$$c = \frac{q_u}{2\,FS}$$

En el caso de pilotes colocados en material no cohesivo, se considerará que la fricción desarrollada tiene una variación lineal profundidad en la cual alcanza un máximo igual a:

Donde:

$$f_z = K_0\,P_v\,\frac{\tan\delta}{FS} \qquad \text{Ec. (IV.3)}$$

f_z = fricción a profundidades mayores que Z, en ton/m^2
P_v = presión vertical efectiva a la profundidad Z, en ton/m^2

K_0 = Coeficiente de presión de reposo cuyo valor podrá considerarse igual a 0.50
δ = ángulo de fricción pilote-suelo que podrá ser considerado igual a 2/3 ϕ.
FS = coeficiente de seguridad igual 2

IV.7.3 PILOTES DE PUNTA O PILAS

a).- La capacidad de carga por punta de un pilote individual en suelos granulares podrá calcularse como sigue:

Donde:

$$C^* = \frac{(\bar{P}_v\,N'_q\,A_p)}{FS} \qquad \text{Ec. (IV.4)}$$

C^* = Capacidad permisible por punta en Ton.
A_p = Area transversal del pilote o de la base de la pila en m^2
$\bar{P}_v$ = Presión vertical efectiva, antes de la construcción a la profundidad de apoyo de los pilotes en ton/m^2
N'_q = Coeficiente de capacidad de carga definida en la Fig. IV.4.
FS = Coeficiente de seguridad como se especifica en IV.2.

b).- En el caso de que los pilotes queden hincados en suelo cohesivo se comparará la capacidad individual multiplicada por el número de pilotes con la capacidad del grupo. Esta última queda definida como sigue:

$$R = \frac{CN_c}{FS} + \bar{P}_v\,A_R \qquad \text{Ec. (IV.5)}$$

Donde:

R = Capacidad de carga total del grupo de pilotes, en Ton., incluyendo el peso propio del suelo que queda entre los pilotes.
N_c = Coeficiente de capacidad de carga definida en la fig. IV.5
A_R = Area delimitada horizontalmente por la envolvente del grupo de pilotes en m^2
$\bar{P}_v$ = Como se define en IV.7.3.a
C y FS = Como se define en la fórmula IV.2

Para determinar la capacidad individual se usa la expresión IV.5 sustituyendo A_R por A_p , de acuerdo esta última con IV.7.3.a

IV.7.4 MOVIMIENTOS VERTICALES EN CIMENTACIONES PILOTEADAS

Los movimientos a largo plazo de las cimentaciones sobre pilas y pilotes se estimarán generalmente sumando las deformaciones del suelo de apoyo de las bases de los pilotes o pilas bajo las cargas actuantes en ellas.

En el caso de pilotes de punta en suelos sometidos a proceso de consolidación se tomará en cuenta explícitamente la carga adicional debida a fricción negativa.

IV.7.5 INSTALACION DE PILOTES Y PILAS

Al instalar pilas o pilotes se cumplirá con los requisitos siguientes:

a).- La posición de la cabeza de los pilotes no distará, respecto a la de proyecto, más de 20 cm. ni más de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoya en ella.

b).- Durante la hinca de cada pilote se llevará un registro que incluya su ubicación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel local del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza del pilote inmediatamente después de la hinca.

Además, para pilotes hincados a percusión, se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía por golpe, el número de golpes por minuto, el número de golpes por metro de penetración y el número de golpes por cada 3 cm. para los últimos 15 cm. de penetración; para pilotes hincados a presión se registrarán la presión manométrica y la fuerza en la cabeza del pilote a cada 50 cm. de penetración, el tiempo empleado en la hinca de cada tramo, los períodos de reposo, la presión manométrica de hinca y la fuerza en la cabeza del pilote a cada 1.0 cm. para los últimos de 10 cm. de penetración.

Estos datos permitirán verificar que los pilotes llegan y penetran el estrato resistente de acuerdo con las suposiciones del proyecto.

c).- En el caso de pilotes hincados a través de suelo compresible hasta un estrato resistente, se procederá, al terminarse la hinca, a la nivelación de las cabezas de todos los pilotes.

Si la emersión de cualquiera de ellos excede de 1 cm, el pilote deberá rehincarse hasta la elevación o hasta la resistencia especificada.

d).- Los métodos usados para la hinca de pilotes deberán ser ta-

TABLA IV-7

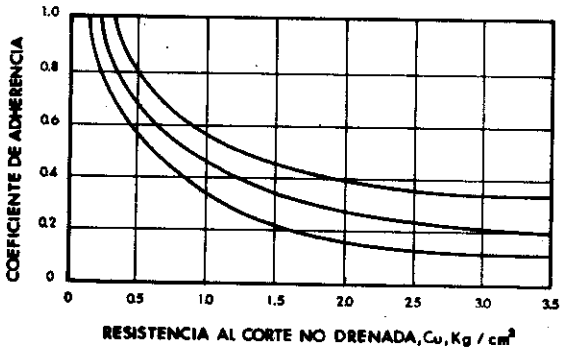
CRITERIO DE EXPANSIVIDAD DE LAS ARCILLAS

* PROPIEDADES INDICE			Expansión Probable*	Expansividad
Contenido de coloides (%) menor que 0.001 mm	I. P.	L. C.		
>28	>35	<11	>30	Muy alta
20-31	25-41	7-12	20-30	Alta
13-23	15-28	10-16	10-20	Mediana
<15	<18	>15	<10	Baja

*Porcentaje del volúmen total, para una carga de 0.07 Kg/cm²

FIG. IV-3

RELACION ENTRE LA ADHERENCIA EN PILOTES DE FRICCION Y LA RESISTENCIA DEL SUELO



e).- La separación mínima entre pilotes será 2.5 veces el diámetro en pilotes de sección circular y 2.5 veces el lado en pilotes de sección cuadrada.

Si un pilote se rompe o se daña estructuralmente durante la hinca o si, por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad mucho menor que la especificada, se extraerá la parte superior del mismo de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de tres metros. En tal caso se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

f).- En el caso de pilotes o pilas colados en perforaciones previas, se procederá, antes del colado, a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato resistente son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que minimicen la segregación del concreto y, en su caso, la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación, y que garanticen un adecuado recubrimiento del acero de refuerzo. Se llevará un registro que incluya la localización de las pilas o pilotes, las dimensiones relevantes de las perforaciones y, en su caso, de la ampliación de la base, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos de materiales encontrados (cuando el procedimiento de construcción lo permita) y, en todos los casos, las características del material de apoyo.

Con estos datos podrán comprobar las hipótesis establecidas en el proyecto.

FIG. IV-4

COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA N'q

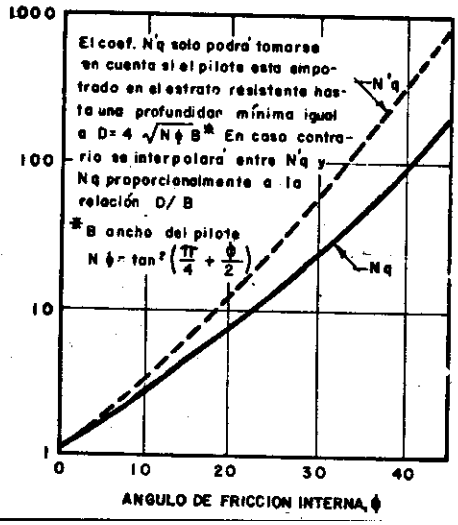
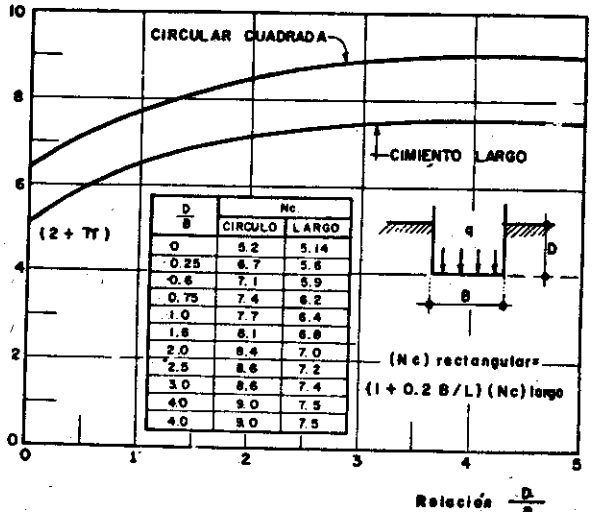


FIG. IV-5

COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA Nc



D/B	Nc CIRCULO	Nc LARGO
0	5.2	5.14
0.25	6.7	5.6
0.6	7.1	5.9
0.75	7.4	6.2
1.0	7.7	6.4
1.6	8.1	6.8
2.0	8.4	7.0
2.5	8.6	7.2
3.0	8.6	7.4
4.0	9.0	7.5
4.0	9.0	7.5

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

IV.8 EXCAVACIONES

Se verificará que no haya posibilidad de falla de los taludes, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla del fondo de la excavación.

Se considerará una sobrecarga uniforme mínima de 1.5 ton/m^2 en la vía pública y zonas próximas a la excavación dividiendose por 1.4 los factores de seguridad de IV.2

En general los movimientos de las paredes hacia la excavación podrán reducirse recomendando taludes con pendiente pequeña, o troquelamiento.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas ---- (fig. IV-5) se analizará verificando que :

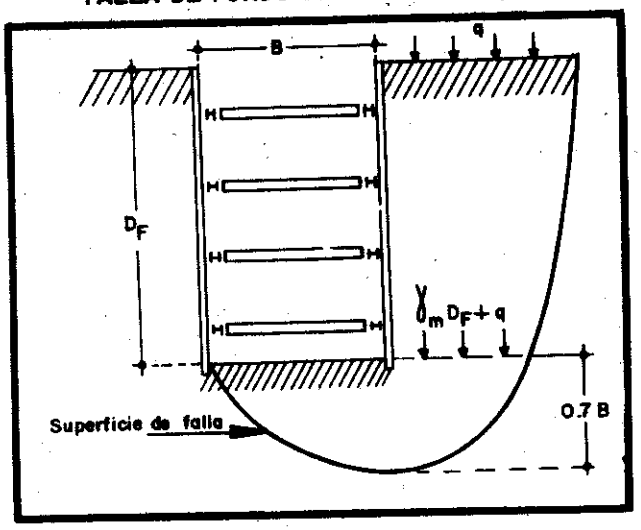
$$\gamma_m D_F + q \leq \frac{CNc}{FS} \qquad \text{Ec.(IV.6)}$$

Donde:

C = Cohesión del material en condiciones no drenadas en ton/m^2
Nc = Coheficiente de capacidad de carga de la fig. IV-4
q = Sobrecarga en ton/m^2
γ_m = Peso volumétrico húmedo del material en ton/m^3
D_F = Profundidad del fondo de la excavación en m.
FS = Factor de seguridad = 2

FIG. IV-6

FALLA DE FONDO EN EXCAVACIONES



IV.9 EMPUJE DE TIERRAS

IV.9.1 ASPECTOS GENERALES

En términos generales pueden distinguirse tres casos diferentes para definir las presiones de tierra que se consideran en el cálculo de estructuras de contención.

a).- Presión ejercida contra muros de sostenimiento cuyo borde superior tiene libertad de desplazamiento, cuyo desplazamiento mínimo sea del orden de .001 de su altura.

b).- Presión en muros cuyo borde superior está impedido de desplazamiento, o que éste sea menor de 0.001 de su altura.

c).- Presiónes ejercidas en ademes de excavación en zanja.

En el caso (a) deberán calcularse las presiones horizontales que evitan el deslizamiento del talud según su plano de falla. Estas presiones a largo plazo dependen del peso volumétrico del material con su contenido de agua natural, de su ángulo de fricción interna y de su cohesión. Esta última se tomará en cuenta para reducir el empuje únicamente si se cumple IV.7

$$\tau - \sigma_n \tan \phi \leq \frac{C}{4} \qquad \text{Ec.(IV-7)}$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante en el plano potencial de falla.
σ_n = Esfuerzo normal en el plano potencial de falla.
C = Cohesión del material.

También pueden emplearse coeficientes reconocidos de acuerdo con el tipo de suelo, para el cálculo del empuje.

Es importante, en estos muros, establecer un sistema de drenado para evitar que se presente la situación especial de tenerse separadamente el empuje del agua y el empuje del material sumergido cuya suma es mayor que la del material saturado.

nas y en ocasiones alberc... sumergidas en que en alguna forma se evitan los muros en voladizo.

En estos casos generalmente no es posible establecer sistemas de drenaje, por lo que a las presiones efectivas o intergranulares debe sumarse la presión del agua hasta el nivel freático máximo extraordinario.

En este tipo de muros se acepta definir la presión efectiva horizontal por la relación IV.8

$$K_o = \frac{P_h}{P_v} \qquad \text{Ec (IV-8)}$$

En donde:

P_h = Presión efectiva horizontal
P_v = Presión efectiva vertical

El valor de K_o debe considerarse por lo menos igual a 0.7 en arcillas blandas y 0.5 en material granular.

En el caso de cisternas y albercas sumergidas, debe considerarse separadamente, en un sentido, el empuje del líquido que contiene y en el opuesto el empuje de tierras y el del agua exterior sin considerar que el primero sea reducido por el segundo, por el peligro de que éste no se presente simultáneamente.

En el caso (c), los troqueles acuñados del ademe de las zanjas de excavación ejercen presión contra el terreno; pero como normalmente el primero de los troqueles no coincide con el borde de la zanja ni el último con el fondo de la misma es lícito suponer como distribución de presiones un trapecio que representa presión nula en el fondo y en los bordes y una presión constante entre el primero y el último troquel calculada como:

$$P_h = K_o P_v \qquad \text{Ec.(IV-9)}$$

En donde:

P_v = Presión total vertical.
K_o = Valuada como se indica en el párrafo anterior.

Alternativamente podrán usarse las envolventes prácticas de presión según Terzaghi que se dan en la fig. IV-7

IV.9.2 EMPUJE DEBIDO A SOBRE CARGAS

Para superficie del relleno horizontal y carga uniformemente distribuida se considera lo siguiente:

Para el caso "a" del inciso anterior.

$$\Delta P_h = \frac{\Delta P_v}{N_\phi} - \frac{2C}{\sqrt{N_\phi}} \qquad \text{Ec.(IV-10)}$$

ΔP_v = Sobrecarga vertical en ton/m^2
$N_\phi = \tan^2 (45° + \frac{\phi}{2})$
ΔP_h = Empuje horizontal debido a la sobrecarga en Ton_f/m^2

Solo se considerará la reducción debida a la cohesión, si se satisface IV-2.
En los casos "b" y "c" del inciso anterior.

$$P_h = K_o \Delta P_v \qquad \text{Ec.(IV-11)}$$

Donde K_o se tomará como se indica en el mismo inciso.

IV.9.3 PROBLEMAS ESPECIALES

El empuje que resulta cuando la superficie del relleno es inclinada o cuando la sobrecarga es distinta a la especificada, se determinará por métodos reconocidos.

En todos los casos se verificará que haya un factor de seguridad contra deslizamiento y volteo de cuando menos 1.5

Al considerar el momento de volteo podrá tomarse en cuenta el efecto estabilizador de la fricción que haya entre el relleno y el muro.

Si se esperan asentamientos del muro se incrementará el momento de volteo por acción de la fricción entre el material del relleno y el propio muro.

Al compactar el material de relleno con un equipo pesado, deberá tomarse en cuenta en el diseño del muro el efecto de la sobrecarga debida al equipo de compactación.

IV.10 PRUEBAS DE CARGA

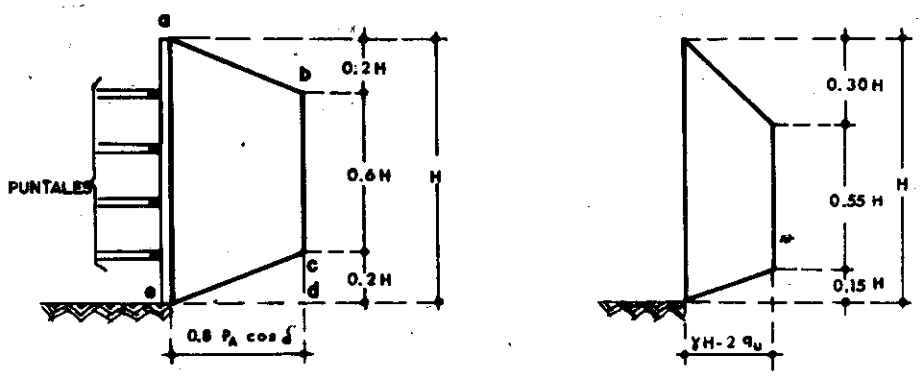
En el caso de cimentación de estructuras importantes a juicio de la Dirección, deberán siempre realizarse pruebas de carga que permitan comprobar las hipótesis del proyecto. La prueba de carga será proyectada mediante un estudio especial aceptado por la Dirección. Estas pruebas también podrán efectuarse para evaluar cimentaciones de estructuras poco importantes en las que se tengan dudas sobre su capacidad.

IV.11 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO

Cuando se emplean dispositivos que abatan el nivel freático durante la construcción de una cimentación deberán tomarse medidas

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

FIG. IV - 7



ARENA ARCILLA

δ = Angulo de fricción entre el ademe y el suelo, considerada igual a $\frac{2}{3}\phi$

$P = \frac{2 P_A}{H} = \frac{\text{2 veces el empuje sobre el ademe (calculado por la teoría de Coulomb)}}{\text{Altura del Ademe}}$

q_u = resistencia de la orilla a la compresión simple

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

Capitulo V MAMPOSTERIA

V.1 GENERALIDADES

V.1.1 ALCANCE

Este capítulo se limita a reglamentar el empleo de mampostería destinada para elaborar muros de carga o de retención de tierras así como construir cimientos de forma trapecial. No se incluyen aquí los requisitos o normas para la elaboración de bovedas, cúpulas, arcos o techumbres en que se utilice este material, en cuyo caso los proyectos respectivos deberán ser sometidos a la consideración de la Dirección para su aceptación o rechazo.

Tampoco se dan aquí recomendaciones para el empleo de mampostería seca sin mortero o para la construída con sillares acomodados y apoyados mediante cuñas o ajustes.

Solo se hace referencia a las mamposterías formadas por piezas prismáticas elaboradas artificialmente con materiales petréos o a las procedentes de piedras naturales sin labrar y ligadas ambas por medio de un mortero aglutinante.

V.1.2 NOMENCLATURA

c = factor reductivo para efectos de esbeltez y excentricidad.
E = Módulo de elasticidad de la mampostería para esfuerzos de compresión normales a las juntas.
e_a = excentricidad accidental de la carga vertical
f = esfuerzo medio a la compresión que actúa sobre el muro.
f_b^* = resistencia última modificada de diseño del mortero en compresión.
f_{mp} = esfuerzo promedio a la compresión en muros.
f_m^* = resistencia última modificada de diseño a compresión de la mampostería.
f_p = Media de la resistencia en compresión de las piezas.
f_p^* = resistencia última modificada de diseño a compresión de las piezas.
f'_c = resistencia a la compresión del concreto elaborado con cemento tipo 1 ensayado a los 28 días de edad.
f_y = esfuerzo de diseño de fluencia del acero de refuerzo
G = Módulo de cortante de la mampostería
h = altura no restringida del muro.

h' = altura efectiva del muro.
I = momento de inercia de la sección transversal bruta
K = coeficiente de forma
P = carga axial total que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga.
P_a = carga axial total que obra sobre el muro sin multiplicar por el factor de carga.
P_{cr} = carga crítica de pandeo del muro

Q = factor de reducción por ductilidad del coeficiente sísmico.
t = espesor nominal del muro.
v_p = esfuerzo oscilante promedio por efecto de sismo o viento.
v^* = esfuerzo cortante resistente último modificado de diseño.
Z = factor de incremento de la excentricidad por efecto de esbeltez.

V.2 MAMPOSTERIA DE PIEDRAS NATURALES

V.2.1 GENERALIDADES

Las mamposterías formadas por piedras naturales sin labrar se podrán usar en los cimientos y en los muros de las construcciones. Siempre que sea posible, deberá procurarse que no haya excentricidades importantes en la carga aplicada, como las que pueden ser debidas a falta de alineamiento de muros de pisos superiores o a la existencia de voladizos que trasmiten su momento al muro.

V.2.2 MATERIALES

V.2.2.a PIEDRAS

Las piedras que se empleen en elementos estructurales deberán satisfacer los requisitos físicos siguientes:

1) Resistencia mínima a la compresión en dirección normal a los planos de formación. 150 Kg/cm²
2) Resistencia mínima a la compresión en dirección paralela a los planos de formación. 100 Kg/cm²
3) Absorción máxima. 4%
4) Resistencia al intemperismo; máxima pérdida de peso después de 5 ciclos en solución saturada en sulfato de sodio. 10%
5) Las propiedades anteriores se determinarán de acuerdo con los procedimientos indicados en el capítulo XXVII de las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Obras Públicas (1971).
6) Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados.
7) Por lo menos el 70% del volúmen del elemento estará constituído por piedras con un peso mínimo de 30 Kg.

V.2.2.b MORTEROS

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras natura-

a).-La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 5.3
b).-La resistencia mínima en compresión sera de 40 kg/cm²
c).-Se cumplirán los requisitos de calidad especificados en la norma ASTM C 270

V.2.3 DISEÑO

V.2.3.a ESFUERZO RESISTENTE DE DISEÑO EN COMPRESION

El esfuerzo resistente último modificado de diseño en compresión f_m^*, se tomará igual a los valores siguientes:

Mampostería junteada con mortero de resistencia en compresión no menor que 50 Kg/cm² $f_m^* = 20$ Kg/cm²
Mampostería junteada con mortero de resistencia en compresión menor que 50 Kg/cm² $f_m^* = 15$ Kg/cm²

El esfuerzo resistente mencionado incluye ya un factor de reducción que por lo tanto no deberá ser considerado nuevamente en las fórmulas de predicción de resistencia.

V.2.3.b ESFUERZOS PERMISIBLES

El esfuerzo permisible a compresión para cargas permanentes se podrá tomar igual a 4 Kg/cm² si la resistencia f_m^* es mayor o igual a 15 Kg/cm², además deberá existir una sujeción lateral dada por un sistema de piso rígido o arriostrado a una altura h y teniendo una relación $\frac{h}{t}$ menor de 12. Para cargas permanentes y eventuales este esfuerzo se podrá aumentar en un 33%.

Para relaciones h/t mayores de 12 deberán tomarse en cuenta en forma explícita los efectos de esbeltez de acuerdo con V.3.1.b.

El esfuerzo cortante permisible ante fuerzas de viento o sismo para la resistencia de diseño de 15 Kg/cm², será de 0.50 Kg/cm²

V.3 MAMPOSTERIA DE PIEDRAS ARTIFICIALES

Es la constituída por piezas prismáticas macizas o huecas de piedra artificial unidas por un mortero aglutinante.

V.3.1 TIPOS DE PIEZAS

Las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería deberán cumplir los requisitos generales de calidad especificados por la Dirección General de Normas para cada material.

En particular deberán aplicarse las siguientes normas:

C 6 Calidad para ladrillo (tabique) macizo de barro.
C 10 Calidad para ladrillos, tabiques y tabicones de concreto
C 13 Calidad para tabique hueco de barro.
C 26 Calidad para bloque de concreto.

En el capítulo X de diseño sísmico del Reglamento se fijan distintos factores de reducción por ductilidad, Q, en función del tipo de piezas que componen un muro.

Para fines de aplicación del capítulo mencionado se considerarán como piezas macizas, para las cuales Q se tomará igual a 2, aquellas que tengan en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75% del área total, y cuyas paredes no tengan espesor menor de 2 cm.

Las piezas huecas a que hace referencia en el capítulo de diseño sísmico, y para las cuales se debe tomar Q = 1.5, son las que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 45% del área bruta; además el espesor de sus paredes exteriores no será menor que 2 cm.

Para piezas huecas que no cumplen con las restricciones del párrafo anterior deberá tomarse Q = 1.

V.3.2 MORTEROS

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

a).- Su resistencia de diseño en compresión será por lo menos de 40 Kg/cm²
b).- La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3.

c).- Se cumplirán los requisitos de calidad especificados en la norma ASTM C 270

La tabla siguiente tipifica algunos proporcionamientos recomendados. En todos los casos la resistencia supuesta en el diseño f_b^*, deberá comprobarse en obra por medio de ensayes de acuerdo con la norma ASTM C 270

V.3.3 ACERO DE REFUERZO

TABLA V-1

PROPORCIONAMIENTOS RECOMENDADOS PARA MORTERO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento albañilería	Partes de cal	Partes de arena	Valor típico de la resistencia reducida en compresión f_b^*, en Kg/cm²
I	1	—	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni mas de 3 veces la suma de cementantes en volumen.	125
	1	0 a 1/2	—		
II	1	—	1/4 1/2		75
	1	1/2 a 1	—		
III	1	—	1/2 1 1/4		40
	—	1	—		

TABLA V-2

RESISTENCIA A COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA

TIPO DE PIEZA	VALORES DE f_m^* EN Kg/cm²		
	$f_b^* = 125$ Kg/cm²	$f_b^* = 75$ Kg/cm²	$f_b^* = 40$ Kg/cm²
Tabique de barro recocido	15	15	15
Bloque de concreto tipo pesado	25	20	20
Tabicón de concreto con peso volumetrico mayor de 2 Ton/m³	20	15	15
Tabique hueco extruido (huecos verticales) ($f_p^* \geq 120$ Kg/cm²)	40	40	30
RESISTENCIA SOBRE AREA BRUTA, LA RELACION AREA NETA-BRUTA NO SERA MENOR DE 0.50			
f_m^* PARA ALGUNOS TIPOS DE PIEZA			

V.3.4.1 RESISTENCIA ULTIMA MODIFICADA EN COMPRESION f^*_m

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 V-2

V.3.4.2 RESISTENCIA EN TENSION

Se considerará que es nula la resistencia de la mampostería a esfuerzo de tensión perpendicular a las juntas.

V.3.4.3 MODULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad de la mampostería, E, se calculará como sigue:

Para mampostería de tabique y bloques de concreto:
$E = 500\ f^*_m$ para cargas de corta duración.
$E = 200\ f^*_m$ para cargas sostenidas.

Para mampostería de tabique de barro y otras piezas excepto las de concreto:
$E = 300\ f^*_m$ para cargas de corta duración.
$E = 200\ f^*_m$ para cargas sostenidas.

V.3.4.4 MODULO DE CORTANTE

El módulo de cortante de la mampostería se tomará como
$G = 0.3\ E$ para mampostería de piezas con $f^*_p < 75$ kg/cm²

$G = 0.2\ E$ para mampostería de piezas con $f^*_p > 75$ kg/cm² donde f^*_p = resistencia reducida a compresión de la pieza. Cuando no se cuente con una determinación directa del coeficiente de variación de la resistencia, podrá considerarse:

Para tabique de barro recocido y otras piezas de producción no-industrializada o de plantas sin control de calidad.

$$f^*_p = 0.53\ \bar{f}_p$$

Para piezas fabricadas en plantas mecanizadas sin control estricto de calidad

$$f^*_p = 0.57\ \bar{f}_p$$

Para plantas de producción mecanizada y con control estricto de calidad

$$f^*_p = 0.67\ \bar{f}_p$$

La determinación de la resistencia media $\bar{f}_p$ se hará de acuerdo con la norma correspondiente de la Dirección General de Normas.

V.3.5 DISEÑO POR ESFUERZO ADMISIBLE

Los muros se dimensionarán de manera que bajo el efecto de las cargas nominales especificadas en este reglamento, el esfuerzo promedio (P_a/A_t) no exceda de los siguientes valores admisibles.

A). Compresión para $\frac{h}{t} < 20$

$$f_{mp} = 0.43 \quad cf^*_m \qquad Ec(V.1)$$

Donde:

c es un factor reductivo por excentricidad y esbeltez que se -- tomará igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros -- aproximadamente simétricos en ambos lados y a 0.6 para muros -- extremos o con claros asimétricos y para casos en que la rela - ción carga viva a cargas muertas de diseño excede de uno. Para muros que estén ligados a muros transversales con una separación no mayor de 3 m. y para muros reforzados con castillos y dalas- que cumplan con los requisitos para ser considerados como muros confinados según V.3.6 y para los cuales $f^*_m < 25$ Kg/cm^2 , los valores de c se tomarán iguales a 0.8 y 0.70 respectivamente.

En combinaciones de carga que incluyan acciones accidentales el esfuerzo permisible f_{mp} se incrementará en un 33%

En muros de tabique de barro recocido sin castillos se puede considerar

$$f'_{mp} \geq 4 \text{ Kg/cm}^2$$

- y si se refuerzan con castillos

$$f_{mp} = 4.7 \text{ Kg/cm}^2$$

b).-Compresión para $20 < \frac{h}{t} < 30$

El factor c de la expresión V.1 se calculará como

$$c = 1 - \frac{2\,Z\,e_a}{t}$$

La excentricidad accidental ea , dependerá de la uniformidad de las di - mensiones de las piezas y se calculará con la fórmula

$$e_a = K(t + \frac{h}{10})$$

El coeficiente K se tomará como 1/50 para piezas de dimensiones unifor- mes y 1/30 para piezas de geometría irregular,

El factor de incremento, Z, se obtendrá como:

$$Z = \frac{1}{1 - 1.4\,\frac{P}{Pcr}} \geq 1$$

siendo:

P= carga vertical actuante de diseño
Pcr= carga crítica de pandeo

$$Pcr = \frac{EI}{h'^2}\,\pi^2$$

siendo:

I = el momento de la inercia de la sección bruta
h' = la altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altu no restringida h'_f según el criterio siguiente:

h'=2h para muros libres en uno de sus extremos o si el sistema de piso es de vigas sin arriostrar.
h'=0.75h para muros limitados por dos losas continuas.
h'=h para muros extremos limitados por losas simplement apoyadas, o por sistemas de piso arriostrado.

c).- Esfuerzo cortante.

Si el muro tiene dalas y castillos como se especifica en V.3.6 el esfuerzo cortante promedio por efecto de sismo o viento no excederá del siguiente valor.

$$v_p = 0.27\,v^* + 0.17f\,0.6\,v^* \qquad Ec.(V.2)$$

En muros de tabique de barro recocido con castillos y dalas se puede considerar $v_p = 1.0$ Kg/cm^2

En muros sin reforzar con castillos se tomará la mitad del val dado para vp

V.3.6 MUROS CONFINADOS

Para fines de diseño sísmico se definen como muros confinados los que estén reforzados con castillos y dalas y cumplan con l requisitos siguientes:

Las dalas o castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro . El concreto tendrá una resistencia a compresión f'_c, no menor de 150 Kg/cm^2 , y el refuerzo longitudinal estar formado por lo menos de cuatro varillas, cuya área total no ser inferior a 0.1 f'_c/f_y por el área del castillo y estará anclad en los elementos que limitan el muro de manera que pueda desarr liar su esfuerzo de fluencia.
El refuerzo transversal estará formado por varillas de diámetro no menor de 4 mm, con una separación máxima de 20 cm.

TABLA V-3

ESFUERZO CORTANTE DE DISEÑO PARA ALGUNOS MATERIALES

Tipo de pieza	Mortero	V^*(1) en Kg/cm^2
Tabique de barro recocido	$f^*_b \geq 125$ Kg/cm^2 tipo 1	5
	$40 \leq f^*_b < 125$ Kg/cm^2; tipos 2 y 3	4.0
Tabique macizo(2) de barro	$f^*_b \geq 125$ Kg/cm^2 tipo 1	5
	$40 \leq f_b \leq 125$ Kg/cm^2; tipos 2 y 3	4.5
Tabique hueco de barro	$f^*_b \geq 125$ Kg/cm^2; tipo 1	3
	$40 \leq f^*_b > 125$ Kg/cm^2; tipos 2 y 3	2
Bloque de concreto tipo pesado	$f^*_b \leq 125$ Kg/cm^2 tipo 1	5
	$40 \geq f^*_b > 125$ Kg/cm^2; tipos 2 y 3	4

(1) El esfuerzo cortante, V^* está considerado sobre el área bruta de la pieza. Los piezas huecas deberán cumplir con los requisitos fijados en 2.1 . Cuando el valor de la tabla sea mayor que $0.8\sqrt{f^*_m}$ se tomará este ultimo valor como V^*.

Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor -- que vez y media su altura, ni 4 m.

Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado.

Además existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m..

Existirán elementos de refuerzo en el perímetro de todo hueco cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la dimensión del muro en la misma dirección.

Además si la relación altura a espesor del muro excede de 30 deberán proveerse elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo del muro.

.4 CONSTRUCCION

.4.1. MATERIALES

4.1.1 PIEZAS

Condiciones. Las piezas empleadas deberán estar limpias y sin rajaduras.

Mojado de las piezas. Deberán saturarse previamente a su colocación, todas las piezas de barro cuya absorción, determinada con el ensaye especificado en la norma DGN C 67, sea mayor que 10 por ciento.

Las piezas a base de cemento o cal deberán estar secas al colocarse.

Piezas de dimensiones uniformes. Para fines de la aplicación del inciso V.3.5.b se considerarán que las piezas son de dimensiones uniformes si las caras que vayan a estar colocadas en posición horizontal en el muro son planas, y si ninguna -- dimensión de la pieza difiere más de 3 por ciento del valor -- especificado.

4.1.2 MORTEROS

Mezclado del mortero. La consistencia del mortero se ajustará tratando de que alcance la máxima fluidez compatible con una fácil colocación. Los materiales se mezclarán en un recipiente no absorbente, prefiriéndose, siempre que sea posible, un mezclado mecánico.

Remezclado. Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse agregándole agua hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada. Los morteros a base únicamente de cemento deberán usarse dentro del término de una hora a partir del mezclado inicial. --

Los que contengan cal o cemento de albañilería deberán usarse -- dentro del intervalo de 2.5 horas a partir de su mezclado inicial, pero no podrán permanecer más de una hora sin ser remezclados.

Lechadas. Las lechadas 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. cuando la dimensión mínima del elemento por rellenar sea mayor de 5 cm., de lo contrario, todo el agregado pasará por la malla No. 4.

V.4.1.3 REFUERZO

Antes de ser colocadas, las varillas de refuerzo deberán estar rectas y libres de impurezas que puedan reducir su adherencia.

V.4.2 PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

Juntas. Estas cubrirán totalmente las caras horizontales y verticales de las piezas. 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.

Aparejo. 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 ensayes a escala natural.

Concreto y mortero. En castillos y huecos interiores se colará de manera que se asegure el llenado completo de los huecos.

El colado de elementos interiores verticales se efectuará en tramos no mayores de 1.5 m. Si el área del hueco es mayor de 65 cm^2 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.

Refuerzo. Se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. El recubrimiento, separación y traslape mínimos serán los que se especifican para concreto reforzado. Para elementos colados en el interior de las piezas, se admitirá un recubrimiento libre no menor de 6 mm.

Tolerancias. Ningún punto del muro deberá tener una desviación mayor de 0.004 veces la altura del muro con respecto a su plano vertical, ni mayor que 0.003 veces su longitud con respecto a su plano horizontal.

V.5 MUROS DE ADOBE

Las construcciones con muros cargadores de adobe se limitarán a un solo piso. La zonificación sísmica se encuentra en el Capítulo X.

La relación de altura a espesor de los muros de adobe será menor de 12. El piso intermedio ó el techo proporcionarán al muro sujeción lateral por medio de un sistema de arriostramiento. Si este sistema está formado por vigas de madera, éstas se mantendrán en buen estado de conservación.

El esfuerzo admisible a compresión en el adobe será de 2 kg/cm^2 y el esfuerzo cortante permisible ante fuerzas laterales será de 0.25 kg/cm^2.
Si se emplean aditivos para mejorar la calidad del adobe, estos esfuerzos podrán incrementarse, siempre y cuando se realicen -- pruebas a satisfacción de la Dirección.

El muro de adobe se desplantará sobre una zapata corrida de --- mampostería de piedra, la cual sobresaldrá por lo menos 30 cm. sobre el nivel natural del terreno.

Se requerirá que la liga entre las piezas se haga con mortero de cal, y los muros se protegerán del intemperismo por medio de aplanados de cal y arena. El aplanado se resanará periódicamente.

Capitulo VI
DISPOSICIONES PARA DISEÑAR ESTRUCTURAS DE CONCRETO

VI. NOMENCLATURA

A = Area de concreto a tensión.
A_1 = Area cargada.
A_2 = Area máxima de la superficie de apoyo.
A_g = Area total de una columna con refuerzo helicoidal o de estribos.
A_s = Area del refuerzo de tensión.
A'_s = Area del refuerzo de compresión.
A_v = Area total del refuerzo en el alma en tensión dentro de una distancia s, medida en dirección paralela a la del refuerzo longitudinal.
A_c = Area transversal del nucleo de una columna con refuerzo helicoidal medido hasta el diámetro exterior de la hélice.
A_{st} = Area total de refuerzo longitudinal.
a_s = Area transversal de una varilla del refuerzo colocado en una dirección determinada.
a_1, a_2 = Respectivamente, cláro corto y largo de una losa.
b = Ancho de la cara de compresión de un miembro sujeto a flexión.
C_m = Factor que relaciona el diagrama real de momento a un diagrama equivalente de momento uniforme.
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 eje de gravedad.
E_c = Módulo de elasticidad del concreto.
d' = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo de compresión.
D_s = Diámetro de la circunferencia que pasa por los centros de las varillas longitudinales en columnas con refuerzo helicoidal.
d_b = Diámetro de una varilla.
d_c = Recubrimiento del concreto, medido desde la fibra extrema de tensión al centro de la cara mas próxima.
d_p = Diámetro del pilote en la base del pilote.
E_s = Módulo de elasticidad del acero.
E_L = Módulo de elasticidad del concreto de peso ligero.
f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.
f_c = Esfuerzo de compresión permisible en el concreto.
f_s = Esfuerzo de tensión permisible en el acero.
f_v = Esfuerzo de tensión del refuerzo en el alma.
F_a = Factor de amplificación ó en columnas según expresión VI.11
f_a = N/A_g
f_{bx}, f_{by} = Componentes del momento flexionante respecto a los ejes principales "x" y "y", divididos entre el módulo de sección de las secciones transformadas sin agrietar respectivamente.
f_y = Resistencia a la fluencia del refuerzo.
F_c = Factor de carga.
F_b = Esfuerzo permisible en flexión que se admitiría si solo existiera flexión.
F_r = Factor de reducción de capacidad.
f_T = Esfuerzo de tensión en el concreto.
f'_t = Resistencia del concreto en tensión determinada a partir de ensaye de cilindros cargados diametralmente.
H = Altura de un muro de carga o longitud libre de una columna.
H' = Longitud efectiva de pandeo en muros de carga, o longitud efectiva de una columna.
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.
I = Momento de inercia de la sección agrietada y transformada.
I_g = Momento de inercia de la sección total de concreto respecto a su eje centroidal despreciando el refuerzo.
j = Relación entre la distancia del centroide de compresión al centroide de tensión y el peralte, d.
k = Constante que define la profundidad del eje neutro.
K = Factor de longitud efectiva para elementos en compresión.
L = Longitud horizontal de tablero correspondiente a un muro.
L' = Longitud efectiva de pandeo o longitud efectiva entre puntos de sujeción lateral.
L_d = Longitud de desarrollo.
L_c = Longitud que el refuerzo se prolongará mas alla del centro del apoyo o punto de inflexión.
L_{db} = Longitud básica de desarrollo.
M = Momento flexionante exterior.
M_o = Momento flexionante en una columna debido a flexión pura.
M_b = Momento flexionante en una columna producido por "N_b"
M_c = Momento usado en el diseño de un miembro en compresión.
M_x, M_y = Momentos flexionantes con respecto a lo ejes principales "x" y "y".
M_{ox}, M_{oy} = Valores de M_o para flexión, con respecto a los ejes "x" y "y".
M_r = Momento resistente último de una sección.
M_1 = Momento flexionante menor de diseño en el extremo sujeto a compresión, positivo si el miembro se flexiona en curvatura simple y negativo si lo hace en doble.
$M2$ = Momento flexionante mayor de diseño o siempre positivo.
m = $f_y/0.85\ f'_c$.
N = Carga excentrica, normal a la sección transversal de una columna.
N_b = Valor de N por debajo del cual la excentricidad permisible está controlada por tensión y arriba del cual por compresión
n = Relación entre el módulo de elasticidad del acero y el del
P = Carga axial permisible en una columna de concreto reforzado sin reducción por longitud o excentricidad.
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.
P_t = Cociente del área del refuerzo vertical al área total A_c del concreto.
P_u = Carga axial última.
P_c = Carga crítica.
R = Distancia medida del centro del área de aplicación de una carga concentrada al borde más próximo de ella.
r = Radio del círculo en que se considera distribuida una carga concentrada. Radio de giro.
s = Separación de los estribos y barras dobladas en dirección paralela al refuerzo longitudinal.
s' = Perímetro de la sección crítica correspondiente a una distancia d/2, del paño de una columna o pedestal.
S_b = Módulo de sección.
T = Momento torsionante de diseño.
T_p = Momento torsionante tomado por el concreto.
T_c = Contribución del concreto simple para tomar momento torsionante.
t = Espesor del muro o losa.
V_u = Fuerza cortante última o fuerza cortante de trabajo multiplicada por 2.5
V = Fuerza cortante total.
$V'_z = (V^2 - V_{cz}^2)^{\frac{1}{2}}$
v = Esfuerzo cortante.
v_{cz} = Esfuerzo cortante medio en losas y zapatas.
v_c = Esfuerzo cortante tomado por el concreto.
u = Valor absoluto de la relación entre el máximo momento debido a carga muerta y el máximo debido a carga total.
w = Peso del concreto en kg/m^3
x_1, y_1 = Lado menor y mayor de un estribo, medidos centro a centro y reducidos cada uno en 2 cm.
x_1 = Dimensión menor centro a centro de un estribo rectangular cerrado.
θ = Angulo que el refuerzo de tensión diagonal forma con el eje de la pieza.
σ = Desviación estandar de la resistencia a la compresión del concreto.

VI.1 ALCANCE

En este capítulo se presentan disposiciones para el diseño de estructuras de concreto. En ningún caso se podrá tener un concreto con f'_c inferior a 150 kg/cm^2 (donde f'_c es la resistencia a la compresión axial de cilindros fabricados, curados y probados de acuerdo con las normas DGN C 160 y DGN C 83 elaborado con cemento tipo 1 y ensayado a los 28 días de edad).

Se dan aclaraciones complementarias para concretos ligeros con peso volumétrico inferior a 2 ton/m^3.

La dimensión mínima de los miembros será de 15 cm. excepto en losas en que el espesor mínimo será de 8 cm.

VI.2 CRITERIOS DE ANALISIS

Las estructuras de concreto se analizarán exclusivamente con métodos que supongan el comportamiento elástico, excepto en losas y vigas continuas, en las que se permite el análisis plástico.

VI.3 CRITERIO DE DISEÑO

Los miembros de las estructuras podrán diseñarse siguiendo el criterio de esfuerzos admisibles que aparecen en este capítulo o el de resistencia última según los criterios establecidos en las Disposiciones para el Diseño de Estructuras de concreto del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. o en el Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

Será valido el diseño conforme a otras especificaciones debidamente reconocidas siempre y cuando se demuestre que se obtienen como mínimo los mismos márgenes de seguridad

VI.4 ESFUERZOS PERMISIBLES Y FACTORES DE CARGA

Para el diseño elástico los esfuerzos permisibles se indican en la tabla VI.1 y corresponden a la combinación usual de cargas muertas y vivas. Para combinación de estas con accidentales como sismo o vientos estos esfuerzos se podrán incrementar 50% en el acero de refuerzo y 33% en el concreto.

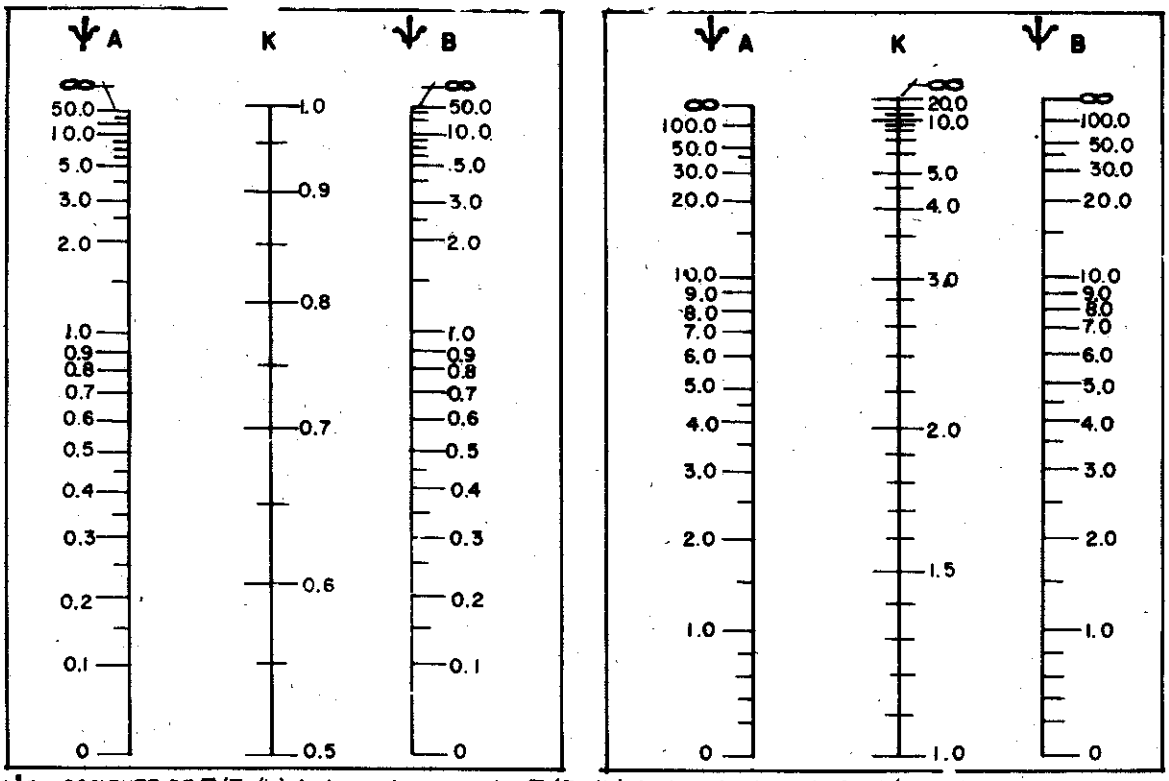
En el diseño por resistencia última las acciones nominales deben multiplicarse por los factores de carga que corresponden a cada uno de los criterios establecidos.

En el caso de utilizar las Disposiciones para el Diseño de Estructuras de Concreto del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., se utilizarán los siguientes factores.

a) - Para cargas muertas y vivas, F = 1.4

FIG. VI-1

NOMOGRAMAS PARA DETERMINAR LONGITUDES EFECTIVAS, H', DE MIEMBROS A FLEXOCOMPRESION



ψ = COCIENTE DE Σ(Ig/L) de las columnas, entre Σ(Ig/L) de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado.

H' = kH A y B. SON LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA.

VI.5 EFECTOS DE ESBELTEZ

VI.5.1 Generalidades.

El efecto de esbeltez se tomará en cuenta amplificando el momento flexionante que resulte del análisis realizado.

Los efectos de esbeltez pueden despreciarse, de acuerdo con las condiciones de restricción del elemento en los siguientes casos.

a) Miembros con extremos restringidos si $\frac{H'}{r} \leq (34-12\, M_1/M_2)$

b) Miembros con extremos no restringidos si $\frac{H'}{r} < 22$

No se aceptan valores de $H'/r > 100$, a menos que se presente un análisis especial que lo justifique.

En las expresiones anteriores:

- r Radio de giro de la sección transversal del elemento. En secciones rectangulares es 0.30 de la dimensión de la sección transversal paralela a la dirección considerada y en circulares 0.25 del diámetro.
- M_1 y M_2 Al menor y al mayor de los momentos del miembro, obtenidos del análisis convencional, incluyendo, en el caso de columnas, la excentricidad accidental (según VI.10). El cociente M_1/M_2 será positivo si el miembro se flexiona en curvatura simple y negativo si lo hace en curvatura doble.
- H' Longitud efectiva de pandeo = KH
- K Coeficiente para determinar la longitud efectiva de pandeo que depende del grado de restricción de la columna en sus extremos, el cual queda definido por la relación entre rigideces de las columnas y la rigidez del sistema de piso, figura VI-1
- H Longitud Libre.-La longitud libre H de un elemento se tomará como la distancia entre elementos capaces de dar le al miembro apoyo lateral. En general se tomará como la distancia entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega al elemento en la dirección en que se considera la flexión, o del piso a la sección en que se une al capitel, ábaco o losa según el caso.

Los miembros se considerarán con extremos restringidos lateralmente cuando la estructura esté rigidizada por muros y/o diagonales en que su rigidez lateral sea mayor o igual a 6 veces la suma de las rigideces de las columnas de ese entrepiso.

suma de rigideces de los elementos horizontales contenidos en un plano, que concurren al extremo de la columna.

Para extremos articulados $\Psi = \infty$ y para extremos empotrados $\Psi = 0$

$$\Psi = \frac{(I_g/L)_{columnas}}{(I_g/L)_{elementos\ horizontales}}$$

VI.5.2 MOMENTO AMPLIFICADO

El diseño de miembros sujetos a flexocompresión se hará utilizando la carga axial P y el momento amplificado obtenido a partir de la siguiente expresión:

$$M_a = C_a M_2 \qquad \text{Ec.(VI.1)}$$

El valor del coeficiente de amplificación C_a depende de las condiciones de restricción y está dado por las siguientes expresiones:

a).-Para miembros restringidos lateralmente

$$C_a = \frac{C_m}{1 - \frac{2.5\,P}{P_c}} \geq 1.0 \qquad \text{Ec.(VI.2)}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4\,\frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \qquad \text{Ec.(VI.3)}$$

$$P_c = \frac{\pi^2}{(H')^2}\,\frac{E_c\, I_g}{2.5(1+u)} \qquad \text{Ec.(VI.4)}$$

b).-Para miembros no restringidos lateralmente, tómese el mayor de los siguientes valores.

1) El valor de C_a obtenido de la expresión para miembros restringidos

2) $$C_a = \frac{1}{1 - \frac{2.5\, F_R \Sigma P}{\Sigma P_c}} \qquad \text{Ec.(VI.5)}$$

Para diseño plástico sustitúyase el valor de P por

$$P = \frac{P_u}{2.5\ F_R}$$

TABLA VI-1

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO

DESCRIPCION		ESFUERZOS PERMISIBLES, Kg/cm²			
		Para cualquier resistencia del concreto	Para las resistencias de concreto mostradas		
			$f'c$ = 150 Kg/cm²	$f'c$ = 200 Kg/cm²	$f'c$ = 250 Kg/cm²
Relación de módulos de elasticidad Para concreto que pese 2.3 Ton/m³ el módulo de elasticidad instantaneo vale $E_c = w^{1.5}\ 4270\sqrt{f'c}$		$E_s = 2'100,000$ $n = \frac{E_s}{E_c}$	11	10	9
Flexión: fc Esfuerzo de compresión en la fibra extrema	f_c	$0.45\ f'c$	68	90	112
Esfuerzo de tensión en la fibra extrema para zapatas y muros de concreto simple	f_c	$0.42\sqrt{f'c}$	5.2	6.0	6.6
Cortante: v (como medida de la tensión diagonal a una distancia d, de la cara del apoyo).					
Esfuerzo que toma el concreto	V_c	$0.25\sqrt{f'c}$	3.0	3.5	4.0
Esfuerzo máximo en miembros con refuerzo en el alma, inclinado o vertical o combinaciones adecuadas de barras dobladas y estribos verticales	V_c	$1.00\sqrt{f'c}$	12.2	14.1	15.8
Esfuerzo que toma el concreto en losas y zapatas a una distancia $\frac{d}{2}$ en torno a la columna	V_c	$0.50\sqrt{f'c}$	6.2	7.0	7.9
Esfuerzos directos en apoyos: fc Sobre el área total		$0.25\ f'c$	38	50	63
Esfuerzos permisibles en el acero: fs = 0.5 fy					

I_g = Momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto.
u = Valor absoluto de la relación entre el máximo momento debido a carga muerta y el máximo debido a carga total.
F_R = Tómese 0.75 para columnas zunchadas y 0.7 para columnas de estribos.
P_u = Carga axial última
P_c = Carga crítica de pandeo

VI.6. DISEÑO POR EL PROCEDIMIENTO DE VALORES ADMISIBLES
VI.6.1 FLEXION

Por flexión, los elementos se dimensionarán de modo que en su condición de servicio los esfuerzos no excedan los dados en la tabla VI.1

Los esfuerzos se calcularán con base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis siguientes:

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 del otro a igual distancia del eje neutro.

c).- La relación esfuerzo-deformación del concreto es lineal 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.

$$f_c = \frac{2M}{kj\ bd^2} \quad y \quad f_s = \frac{M}{As\ jd}$$

En elementos doblemente armados se transformará el área de acero de compresión multiplicándola por 2n, pero en ningún caso el esfuerzo del acero a compresión podrá ser superior al esfuerzo f_s.

Si el esfuerzo de trabajo en el acero (F_s) es superior a 2100 Kg/cm², se revisarán las condiciones de agrietamiento Según VI.8.2.

En miembros que puedan sufrir pandeo lateral se reducirá el momento resistente en compresión. Para miembros de sección rectángular el factor de reducción vale.

$$B = 1.4 \frac{L'h}{360\ (1-0.35\ b/h)\ b^2} \leq 1$$

Donde L' distancia efectiva entre zonas de sujeción lateral, 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.

.6.2 FLEXOCOMPRESION Y FLEXOTENSION

Tanto en secciones sujetas a flexotensión como en las sujetas a 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:

(a) 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 Ecs. (VI.7, VI.8, VI.9); y estará controlada por tensión si "e" excede estos valores en cualquiera de las direcciones principales.

Para columnas simétricas con refuerzo helicoidal.

$$e = 0.43\ p\ m\ D + 0.14\ t \qquad \text{Ec.(VI.7)}$$

Para columnas simétricas de estribos.

$$e = (0.67\ p\ m + 0.17)\ d \qquad \text{Ec.(VI.8)}$$

Para columnas asimétricas de estribos.

$$e = \frac{p' m (d - d') + 0.1 d}{(p' - p) m + 0.6} \qquad \text{Ec.(VI.9)}$$

(b) Las columnas controladas por compresión se proporcionarán de acuerdo con la Ec. VI.10, excepto que la carga permisible N, no excederá la carga, P, permitida cuando la columna soporta solo carga axial.

$$f_a/F_a + f_{bx}/F_b + f_{by}/F_b \leq 1 \qquad \text{Ec.(VI.10)}$$

Donde f_{bx} y f_{by} son las componentes del momento flexionante respecto a los ejes principales "X" y "Y" divididas entre el módulo de sección de las secciones transformadas sin agrietar respectivas.
Se pondrá 2n como la relación módular para todo el refuerzo vertical y

$$F_a = 0.34 \ (1+p\ m)\ f'_c \qquad \text{Ec.(VI.11)}$$

$$f_a = \frac{N}{Ag}$$

$$f_b = 0.45\ f'_c$$

$$s_b = \text{Módulo de sección} = \frac{I}{h/2}$$

(c) Para columnas controladas por tensión se considerará que el momento flexionante permisible, M, varía linealmente con la carga axial, desde M_o cuando la sección está sujeta a flexión pura, hasta M_b cuando la carga axial es igual a N_b; M_b y N_b serán determinados de e_b y de la Ec. VI.10.
Los valores de M_o se tomarán de las siguientes ecuaciones:
Para columnas con refuerzo helicoidal:

$$M_o = 0.12 \ A_{st} f_y D \qquad \text{Ec.(VI.12)}$$

Para columnas simétricas de estribos.

$$M_o = 0.40 \ A_s f_y \ (d - d') \qquad \text{Ec.(VI.13)}$$

Para columnas asimétricas de estribos.

$$M_o = 0.40 \ A_s f_y \ jd \qquad \text{Ec. (VI.14)}$$

(d) Para flexión en dos direcciones.

$$\frac{M_x}{M_{ox}} + \frac{M_y}{M_{oy}} \leq 1$$

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.

VI.6.3 APLASTAMIENTO

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento el esfuerzo bajo carga de servicio deberá ser el que se indica en la tabla VI.1

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el valor anterior, podrá incrementarse multiplicandolo por $\sqrt{A_2/A_1}$ pero sin exceder de 2. Donde A_1 es el área de contacto y A_2 es el área de la figura de mayor tamaño semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

VI.6.4 TENSION DIAGONAL

(a) Esfuerzo cortante.

El esfuerzo cortante medio (v) en una sección se calculará de la expresión

$$v = \frac{V}{bd} \qquad \text{Ec.(VI.15)}$$

(b) Esfuerzo cortante permisible en el concreto.
El valor de v_c dado en la tabla VI.1 solo es aplicable cuando la relación de peralte total a ancho h/b no excede de 6. Si no se cumple la condición anterior se reducirá en 20 por ciento su valor.
Para valuar h/b en vigas T o L se usará el ancho del alma b'.
En secciones sujetas a flexión sin carga axial el esfuerzo cortante medio v_c que toma el concreto no excederá del valor indicado en la tabla VI.1.

(c) Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas.

Cuando el esfuerzo cortante v es mayor que v_c se requiere refuerzo por tensión diagonal. Su separación s medida en el eje del miembro se determinará con la expresión y limitaciones siguientes:

$$s = \frac{0.9\ A_v\ f_s\ (\text{sen}\ \theta + \cos\ \theta)}{(v - v_c)\ b} \leq \frac{A_v\ f_y}{4.5b} \qquad \text{Ec.(VI.16)}$$

A_v es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s, θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza y v es el esfuerzo cortante en condiciones de servicio. En esta ecuación A_v debe estar en cm^2, f_s [illegible]

Si v es mayor que v_c pero menor o igual que $2v_c$ la separación de los estribos no excederá de 0.5 d (1+cot θ) ni la de barras dobladas será mayor de 0.38 d (1+cot θ). Si v es mayor que $2v_c$ las separaciones máximas prescritas se reducirán a la mitad.

En ningún caso se admitirá, que v sea mayor que 4 v_c y la omisión de estribos.

VI.6.5 INTERRUPCION Y TRASLAPE DEL REFUERZO LONGITUDINAL

En zonas comprendidas a un peralte efectivo de las secciones donde se interrumpe más que 33% o traslape más que 50% del refuerzo longitudinal de tensión se tomará como esfuerzo permisible del concreto 0.7 v_c. Si dichas zonas necesitan refuerzo por tensión diagonal su separación no sobrepasará la mitad de la que marca la expresión VI.16. Estas reducciones no son necesarias si el acero se ancla en una zona de compresión.

VI.6.6 FUERZA CORTANTE EN LOSAS Y ZAPATAS

(a) Las losas o zapatas que trabajan como vigas anchas se considerarán de acuerdo con lo que proceda de los incisos en relación con el esfuerzo cortante en vigas.

(b) En losas y zapatas puede omitirse el refuerzo por tensión diagonal cuando el esfuerzo cortante medio v no es mayor que $0.5\sqrt{f'_c}$

$$v = V/s'd \qquad \text{Ec. (VI.17)}$$

siendo s' el perímetro de la sección crítica correspondiente a una distancia d/2 del paño de la columna o pedestal.
Esta expresión es aplicable a losas y zapatas cargadas concéntricamente respecto a la sección crítica. Si la carga se aplica excéntricamente debe modificarse la distribución de esfuerzos cortantes a manera de satisfacer el equilibrio.

VI.6.7 REFUERZO POR TENSION DIAGONAL EN LOSAS Y ZAPATAS.

Cuando el esfuerzo cortante medio calculado $v=V/s'd$ exceda $0.5\sqrt{f'_c}$ se proveerá refuerzo por tensión diagonal. Este se diseñará de conformidad con la expresión

$$A_v = \frac{v'_z\ s'\ d}{0.75\ f_s\ \text{sen}\ \theta} \qquad \text{Ec.(VI.18)}$$

en donde

$$v'_z = \sqrt{v^2 - v^2_{cz}} \qquad \text{Ec.(VI.19)}$$

El diámetro de este refuerzo no debe exceder d/20. No se admitirá que v exceda de $0.8\sqrt{f'_c}$

VI.6.8 Torsión.

Las disposiciones que siguen son aplicables a tramos sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total del miembro 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:

$$\frac{T^2}{T_p^2} + \frac{V^2}{V_c^2} = 1.0 \qquad \text{Ec.(VI.20)}$$

y, además, el momento torsionante de diseño, T, es mayor que T_c dado por la Ec.VI.22, se requiere refuerzo por torsión. Si no se cumple alguna de las dos condiciones anteriores, los efectos de la torsión pueden despreciarse.

En secciones rectangulares y secciones T, I ó L; T_p se valúa con la expresión.

$$T_p = 0.22 \sum x^2\ y \sqrt{f'_c} \qquad \text{Ec.(VI.21)}$$

"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.VI.21 para secciones circulares tomando "x" igual a "y" e 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 simultaneamente por el concreto y el refuerzo. En secciones rectángulares y secciones T, I o L, la contribución del concreto, T_c, se calculará con la expresión

$$T_c = 0.25\ T_p \qquad \text{Ec. (VI.22)}$$

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

$$A_{sv} = \frac{s\,(T - T_c)}{\Omega x_1\, y_1\, f_v} \qquad \text{Ec. (VI.23)}$$

A_{sv} = área transversal de una sola rama de estribo.
x_1, y_1 = lado menor y mayor de un estribo medidos centro a centro y reducidos cada uno en 2.0 cm.
s = separación de los estribos en cm.
f_v = esfuerzo del acero de los estribos, que no será mayor de 2000 Kg/cm².
Ω = $(0.66 + 0.33\, y_1/x_1) \leq 1.5$

En la Ec. VI.23., T no se tomará menor que T_p dada por la Ec. VI.21. La separación, s no será mayor que el ancho de los estribos ni la mitad de su altura ni mayor de 30cm. En miembros circulares x_1 y y_1 se tomará igual a ocho décimos del diámetro del estribo circular medido centro a centro.
El área necesaria de barras longitudinales, A_{st} se calculará con

$$A_{st} = \frac{2\, A_{sv}}{s}\,(x_1 + y_1)\,\frac{f_v}{f_s} \qquad \text{Ec. (VI.24)}$$

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. VI.23. 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 $7\, T_c(1-0.25\,\frac{V}{V_c})$ en ninguna sección.

VI.7 DISEÑO POR CRITERIO DE RESISTENCIA ULTIMA

Para diseñar se podrán emplear los criterios establecidos en VI.3.

VI.8 REVISION DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO

VI.8.1 DEFLEXIONES

Las deflexiones de todo elemento estructural deben ser suficientemente pequeñas para no perjudicar su funcionamiento ni dañar otros elementos, sean o no estructurales.

VI.8.1.1 DEFLEXIONES EN ELEMENTOS QUE TRABAJAN EN UNA DIRECCION

Las deflexiones que ocurran inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas. El momento de inercia se tomará como el de la sección transformada agrietada.

Las deflexiones totales a largo plazo se calcularán multiplicando las inmediatas por la Ec. siguiente:

$$3 - 1.2\,(A'_s/A_s) \geq 1.6 \qquad \text{Ec. (VI.25)}$$

donde A'_s es el área de acero a compresión.
En elementos continuos se usará el promedio de A'_s/A_s.
Para deflexiones, se considerarán los siguientes límites:

Una deflexión vertical total incluyendo los efectos a largo plazo igual a 0.5 cm. más $\frac{1}{240}$ del claro, incluyendo voladizos; además para miembros cuyas deformaciones afecten elementos no estructurales como muros de mampostería que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, se considerarán como máximo una deflexión medida después de la colocación de los elementos no estructurales; igual a 0.3 cm. más $\frac{1}{480}$ del claro.

VI.8.2 AGRIETAMIENTO

El criterio siguiente se aplica a estructuras no expuestas a un ambiente muy agresivo y/o que deban ser impermeables. En caso contrario debe tomarse precauciones especiales.

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de trabajo mayor a 1800 Kg/cm² para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que se cumpla que

$$f_s \times \sqrt[3]{d_c\, A} \leq 40{,}000 \ \text{Kg/cm} \qquad \text{Ec. (VI.26)}$$

f_s = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en Kg/cm²
d_c = recubrimientos de concreto medido desde la fibra extrema de tensión al centro de la barra más próxima a ella, en cm.
A = área de concreto a tensión, en cm² que rodea al esfuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el de dicho esfuerzo, 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 estimarse con la expresión $M/0.9\,dA_s$, o suponerse igual a 0.6 f_y. En la expresión anterior M es el momento flexionante en condiciones de servicio.

VI.9 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

VI.9.1.1. REFUERZO MINIMO

El área de acero de refuerzo mínimo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal puede calcularse con las siguiente expresión aproximada:

$$A_{s\,min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y}\,bd \qquad \text{Ec. (VI.27)}$$

A menos que el área de refuerzo proporcionado en cada sección sea por lo menos un tercio mayor que lo requerido por análisis.

VI.9.1.2 ANCLAJE

a).- Se deberán cumplir los requisitos siguientes:

I.- A cada lado de toda sección de momento máximo la longitud de cada barra debe ser mayor o igual que la longitud de desarrollo L_d que se define en b).

II.- Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se podrán cortar o doblar a una distancia no menor que un peralte efectivo ni que el diámetro más allá del punto teórico, donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requieran (fig. VI.2).

III.- En las secciones, donde según el diagrama de momentos flexionantes teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúe de cada barra que no se corta ni se dobla debe ser mayor o igual que L_d + d.

IV.- En los extremos de elementos libremente apoyados y en los puntos de inflexión, el refuerzo se prolongará doce diámetros o el peralte efectivo más allá del centro del apoyo o del punto de inflexión. El diámetro del refuerzo positivo se limitará según VI.9.2.c.

b).- La longitud de desarrollo, L_d, en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db}, dada por la ecuación (en cm.) por el factor o los factores indicados en la tabla VI.2

$$L_{db} = 0.06\,\frac{a_s\, f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006\, d_b\, f_y \qquad \text{Ec. (VI.28)}$$

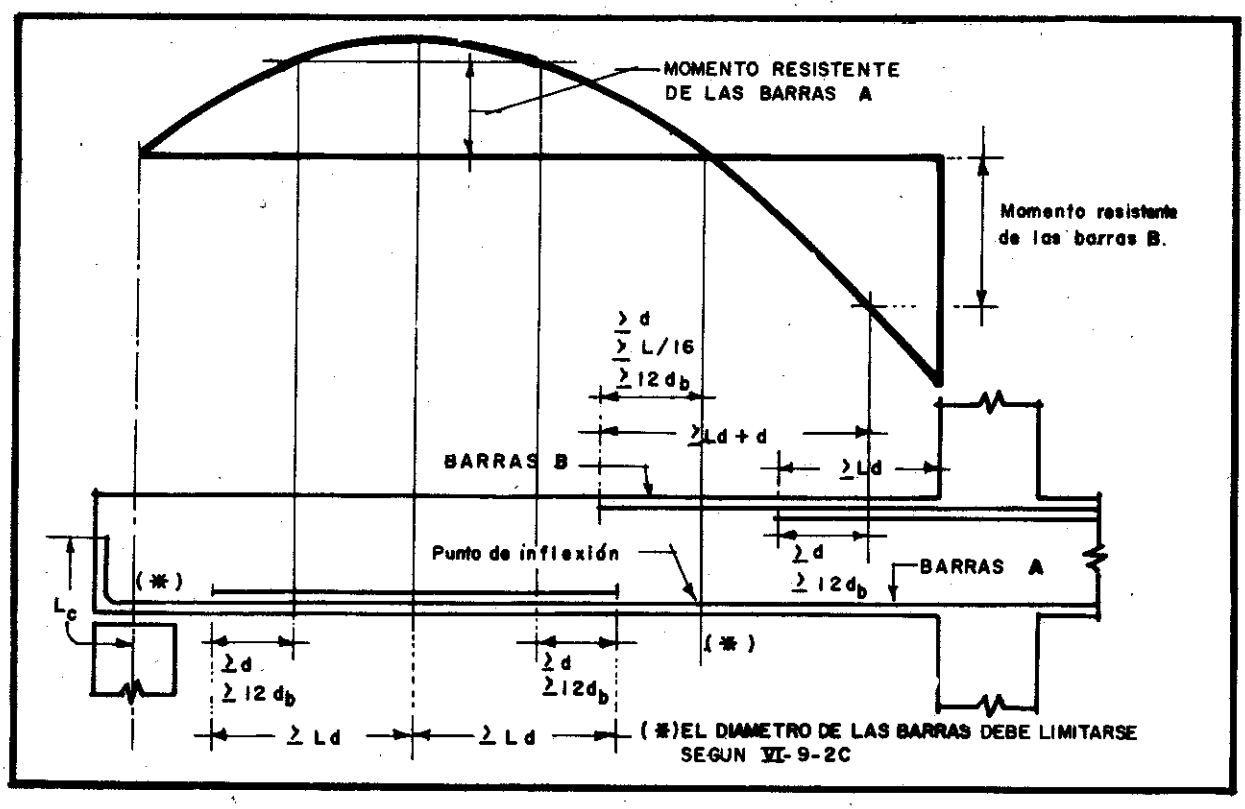
TABLA VI-2

LONGITUD DE DESARROLLO

CONDICION DEL REFUERZO	FACTOR
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen mas de 30 cm. de concreto.	1.4
En concreto ligero.	1.33
Barras con fy mayor de 4200 Kg/cm² (fy en Kg/cm²)	$2 - \frac{4200}{fy}$
Todos los otros casos	1.0

FIG. VI-2

EJEMPLO DE APLICACION DE LOS REQUISITOS DE ANCLAJE



(d_b es el diámetro de la barra en cm, a_s su área transversal en cm^2 f_y y f'_c en Kg/cm^2)

En ningún caso L_d será menor de 30 cms.
La longitud de desarrollo, L_d de cada barra que forme un paquete será igual a la que requeriría si estuviera aislada multiplicada por 1.20 si el paquete es de tres barras, y por 1.33 si es de cuatro barras. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d.

c).- En los extremos de elementos libremente apoyados y en los puntos de inflexión el diámetro del refuerzo positivo se limita a un valor tal que la longitud calculada con la expresión

$$\frac{Mr}{Vu} + Lc$$

sea mayor o igual que la longitud de desarrollo Ld.
Donde Mr es el momento resistente de la sección en el centro del apoyo o en el punto de inflexión (suponiendo que el esfuerzo del acero es el de fluencia). Vu es la fuerza cortante última que actúa o la fuerza cortante de trabajo multiplicada por 2.5 que actúa en esas secciones y Lc la longitud que el refuerzo se prolongará más allá del centro del apoyo o del punto de inflexión incluyendo porciones dobladas.

VI.9.1.3 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS DE ANCLAJE

Los siguientes requisitos deben respetarse además de los anteriores.

I.- Por lo menos la tercera parte del refuerzo total proporcionado para momento negativo en el apoyo, se extenderá más allá del punto de inflexión a una distancia no menor que 1/16 del claro ni menor que doce diámetros..

II.- Por lo menos la tercera parte del refuerzo positivo de elementos simplemente apoyados y la cuarta parte del refuerzo positivo de elementos continuos penetrará en los apoyos una longitud mínima de 15 cm.

III.- Cuando el elemento en flexión es parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que, de acuerdo con el inciso II se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo aunque por cálculo no requiera tensión.

VI.9.1.4 ANCLAJES DEL REFUERZO TRANSVERSAL

Los estribos serán cerrados con dobleces de 135° o mas seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo o con dobleces de 90° seguidos de tramos rectos de no menos de 20 diámetros

Las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma debe continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si esta zona está a tensión, o prolongarse una longitud L_d, más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

VI.9.1.5 RECUBRIMIENTO

El recubrimiento libre de toda barra no será menor de 1.0 cm. ni menor que su diámetro.

En miembros estructurales colados directamente contra el suelo, sin uso de plantilla, el recubrimiento libre mínimo será de 5 cm.- Si se usa plantilla el recubrimiento libre mínimo será de 3 cm.

Cuando el concreto está expuesto al ataque de agentes químicos deberán darse recubrimientos adecuados para el agente químico de que se trate. En cimentaciones sobre suelos, con altos contenidos de sulfato, deberán usarse puzolanas, cemento de escoria de altos hornos o cementos especiales tipo II.

VI.9.1.6 SEPARACION ENTRE BARRAS INDIVIDUALES

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.33 veces el tamaño máximo del agregado. Cuando el refuerzo de vigas está colocado en dos o más capas, su distancia vertical libre no será menor que el diámetro de las barras ni que 2 cm.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor de 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño del agregado, ni que 4 cm.

VI.9.1.7 PAQUETES DE BARRAS

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de cuatro cada uno, excepto que en vigas no deben formarse paquetes con las del No. 12. 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 menor de 40 diámetros de la primera barra. Los paquetes en compresión se usarán solo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos, menos de 135°. Para determinar la separación mínima entre paquetes, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. El recubrimiento no deberá ser menor que 1.0 cm. ni que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

VI.9.1.8 DOBLECES DEL REFUERZO

el diámetro de la barra doblada, a menos que se doble alrededor de una barra de diámetro no menor que la de ella. (f_y y f'_c en Kg/cm^2)

VI.9 EMPALMES

Las barras de refuerzo pueden empalmarse mediante traslape o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos de unión previamente ensayados, estos empalmes deben ser capaces de transferir 1.25 veces la fuerza de fluencia de las barras. Cuando se empalma por traslape, más de la mitad de las barras, en un tramo con longitud de menos de 40 diámetros, o cuando los empalmes se hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape, utilizando espirales, estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa el empalme o cualquier otro procedimiento que garantice la continuidad del refuerzo.

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo Ld, ni menor que (0.01 f_y - 6) veces el diámetro de la barra.

En una misma sección transversal no debe empalmarse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33 por ciento del refuerzo. Las secciones de empalme distará entre sí no menos de 20 diámetros.

Las especificaciones de empalme deben anotarse en los planos.

VI.9.1.10 REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS

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

$$a_s = \frac{550 \; x_1}{f_y \; (x_1 + 100)} \qquad \text{Ec.(VI.29)}$$

donde:

a_s = área transversal del refuerzo 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 x_1.

x_1 = Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm).

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie el refuerzo 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 expuestos a ella.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm, ni de 3.5 x_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 refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

VI.9.2 SECCIONES "L" y "T"

El ancho efectivo del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma no excederá de un doceavo del claro, ni de la mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano, ni de 8 veces el espesor del patín.

VI.9.3 REDUCCION DE SECCION

Las reducciones de secciones producidas por la instalación de ductos, por pasos o por apertura de agujeros deben tomarse en cuenta en el diseño.

VI.10 DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA FORMAS ESTRUCTURALES COMUNES.

Las disposiciones complementarias de este capítulo se cumplirán además de los requisitos generales de los capítulos precedentes.

VI.10.1 VIGAS

En las paredes de vigas con peraltes superiores a 75 cm. debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos.

VI.10.2 COLUMNAS

VI.10.2.1 EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL

Las columnas siempre se considerarán sujetas a flexión para lo cual deberá considerarse una excentricidad accidental, igual a $0.05\,h > 2$ cm. donde h es la dimensión de la sección transversal en la dirección en que se considera la flexión.

Además debe considerarse la posible excentricidad adicional motivada por los efectos de esbeltez según VI.5.

VI.10.2.2 REFUERZOS MINIMOS Y MAXIMOS

El porcentaje de refuerzo vertical en columnas, no será menor de 1 por ciento ni mayor del 6 por ciento. El número mínimo de barras

VI.10.2.3 REQUISITOS PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes. No deberá suspenderse en las intersección con otros elementos.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo, con estribos o zunchos con separación no mayor que: $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra más delgada del paquete (f_y en Kg/cm^2, es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales), 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la menor dimensión de la columna. La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, o 60 cm. arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, 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 tengan un soporte lateral proporcionado por el doblez de un estribo con un 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 a 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.

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 prolongándolas en tramos rectos paralelos al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces la componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada varilla, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

VI.10.2.4 COLUMNAS ZUNCHADAS

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante, formada con barra cuando menos de 9.5 mm. de diámetro. (No. 3).

El porcentaje volumétrico del refuerzo helicoidal no será menor que

$$p' = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \qquad \text{Ec(VI.30)}$$

donde:

A_c = Area transversal del núcleo medida entre paños exteriores.
A_g = Area transversal de la columna.
f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de la hélice.

El esfuerzo f_y no debe exceder de 4,200 Kg/cm^2. El claro libre entre dos vueltas consecutivas no será menos que una vez y media el tamaño máximo del agregado.

Los traslapes tendrán una vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media.

VI.10.3 LOSAS

VI.10.3.1 DISPOSICIONES GENERALES

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas.

VI.10.3.2 LOSAS QUE TRABAJAN EN UNA DIRECCION

En el diseño de losas que trabajan en una dirección son aplicables las disposiciones para vigas.

Además del refuerzo principal de flexión, debe proporcionarse refuerzo normal al anterior, de acuerdo con los requisitos por cambios volumétricos (según la Ec. VI.29).

VI.10.3.3. LOSAS PERIMETRALMENTE APOYADAS

a).- Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas. Los momentos flexionantes en losas perimetrales apoyadas se podrán calcular con los coeficientes de la tabla VI.3 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

1.- Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2.- La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.

3.- Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos.

TABLA VI - 3 LOSAS

COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES

TABLERO	MOMENTO	CLARO	RELACION DE LADOS CORTO A LARGO $m = a_1 / a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
INTERIOR TODOS LOS BORDES CONTINUOS	(−)EN BORDES INTERIORES	CORTO	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		LARGO	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	(+)	CORTO	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		LARGO	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTINUO.	(−)EN BORDES INTERIORES	CORTO	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		LARGO	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	(−)EN BORDE DISCONTINUO	LARGO	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	(+)	CORTO	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
		LARGO	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135
DE BORDE UN LADO LARGO DISCONTINUO.	(−)EN BORDES INTERIORES	CORTO	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
		LARGO	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	(−)EN BORDE DISCONTINUO	CORTO	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
	(+)	CORTO	751	912	384	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
		LARGO	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144
DE ESQUINA DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUO	(−)EN BORDES INTERIORES	CORTO	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		LARGO	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	306	410	324	364
	(−)EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		LARGO	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	(+)	CORTO	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		LARGO	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153

CASO I - Losa colada monoliticamente con sus apoyos
CASO II - Losa no colada monoliticamente con sus apoyos
Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$ dan momentos por unidad de ancho.
Para las franjas extremas multiplíquese los coeficientes por 0.6
a_1 = claro corto w = carga sobre la losa kg./m²

Para valores intermedios de la relación, m, de la tabla VI.3 entre el claro corto y el claro largo, se interpolará linealmente.

b).- Franjas y zonas de doblez.
Para la colocación del refuerzo, la losa se considerará dividida, en cada dirección en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto (a_1) a largo (a_2) 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 supondrá 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).- Peralte y refuerzo mínimo.

Podrá omitirse el cálculo de deflexiónes 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.

El refuerzo no será menor que el requerido por cambios volumétricos segun la expresión VI.29 y su separación nunca será mayor que 3.5 el peralte efectivo, 30 cms., 36 veces el diametro del refuerzo, si es corrugado o 16 si es liso.

VI.10.3.4 CARGAS LINEALES

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta como cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla VI.4. La carga equivalente así obtenida se sumará a la uniforme que actúa en ese tablero.

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total en mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los-

VI.10.3.5 CARGAS CONCENTRADAS

Cuando un tablero de una losa perimetralmente 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:

$$\frac{P}{2\pi}\left(1 - \frac{2r}{3R}\right) \qquad \text{Ec.(VI.31)}$$

Siendo r el radio del círculo de igual área a la de 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 no menor 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 losa mayor que 1.5 L centrado con respecto a la carga, siendo L el claro de la losa.

En todos los casos se revisará la tensión diagonal alrededor de la carga.

VI.10.3.6 LOSAS SIN TRABES

a).-Conceptos Generales
Este sistema puede ser, de losa maciza de concreto o aligerarse por medio de bloques huecos o casetones removibles.

Si se emplean bloques huecos o casetones removibles estos deben tener un peralte inferior al peralte de la losa, formando vigas de sección T. El espesor de concreto que cubre a los bloques o casetones no deben ser menor de 5cm. a fin de constituir el elemento de rigidez horizontal indispensable, debiéndose reforzar por contracciones del concreto y en el caso de emplearse casetones removibles se debe armar para resistir cargas concentradas.

El tamaño de los casetones no debe ser superior a 1/10 del claro mayor.

El sistema reticular requiere de una zona maciza alrededor de las columnas capaz de resistir el esfuerzo cortante y momento flexionante en el apoyo, ya sea como concreto simple o con los refuerzos necesarios según VI.6.6.

b).- Hipótesis para el análisis.
El análisis puede hacerse por los métodos elásticos reconocidos considerando las siguientes hipótesis:

1.- La estructura se divide en marcos ortogonales formados por una fila de columnas y fajas de losa con ancho igual a la distancia entre líneas medias de los tableros adyacentes. Al analizar los marcos en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

2.- Al calcular las rigideces relativas y momentos de empotramiento deberá considerarse un momento de inercia variable como consecuencia de la presencia de zonas macizas sobre los apoyos.

c).-Distribución de momentos en los tableros.
La flexión a lo largo de las losas de cada marco se distribuirá entre las franjas de columna y las franjas (VI.10.3.3.b) de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla VI.5 .

VI.10.4 ZAPATAS

VI.10.4.1 DISPOSICIONES GENERALES

Si la zapata se apoya sobre pilotes al calcular la fuerza cortante en una cierta sección, se supondra que en ella produce cortante la reacción completa de los pilotes cuyos centros quedan a 0.5dp o más, hacia fuera de dicha sección, siendo dp el diámetro de un pilote o el circulo que circunscriba su sección en la base de la zapata. Se supondra que no producen cortante las reacciones de los pilotes cuyos centros queden a 0.5 dp, o más hacia dentro de la sección considerada.

VI.10.4.2 ESPESOR MINIMO DE ZAPATAS

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 10 cm. Si la zapata apoya sobre pilotes dicho espesor mínimo será de 30 cm.

VI.10.5 MUROS

VI.10.5.1 MUROS SUJETOS A CARGAS VERTICALES AXIALES O EXCENTRICAS

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:

$$H' = H, \quad \text{si} \quad H/L \leq 0.35$$
$$H' = (1.3 - 0.8\,H/L)H \quad \text{si} \quad 0.35 \leq H/L \leq 0.8$$
$$H' = L/2, \quad \text{si} \quad 0.8 \leq H/L$$

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, 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 $0.215\left(\frac{H}{L} + 4.3\right)H$ si H/L es mayor que 0.35.

Aquí H 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.

VI.10.5.2 MUROS SUJETOS A FUERZAS HORIZONTALES EN SU PLANO

En muros con relación L/t no mayor de 90, 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 $\frac{L}{t}$ mayores de 90 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 VI.10.5.1.

VI.10.5.3 ABERTURAS

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.

VI.10.6 ARCOS, CASCARONES Y LOSAS PLEGADAS

Análisis. 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 de compatibilidad de deformaciones y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan. Debe así mismo considerarse las limitaciones que impongan 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.

VI.11 CONCRETO PRESFORSADO

Las estruccuras de concreto presforzado se consideran de tipo especial. El proyectista someterá a la consideración de las autoridades la memoria de cálculo basada en métodos técnicos de reconocida validez como pueden ser los que se indican en VI.3.

TABLA VI - 4

CARGA LINEAL EQUIVALENTE

RELACION 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

TABLA VI - 5

DISTRIBUCION DE MOMENTOS EN LOS TABLEROS

MOMENTOS	FRANJA DE COLUMNA	FRANJAS CENTRALES
Positivos	60	40
Negativos	75	25

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

I.12 CONCRETO LIGERO

I.12.1 REQUISITOS GENERALES

En este capítulo se entiende por concreto ligero aquel cuyo peso volumétrico seco es inferior a 2 ton/m^3

En el diseño de elementos estructurales de concreto ligero son aplicables los mismos criterios que para concreto de peso normal con las modificaciones que aquí se estipulan.

Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la deformación unitaria del concreto es 0.003 E_c/E_L, donde E_c y E_L son, respectivamente, los módulos de elasticidad del concreto de peso normal y ligero de igual resistencia.

En las fórmulas relacionadas con el cálculo de resistencia, aplicables a concreto de peso normal, el valor de $\sqrt{f'_c}$ se sustituirá por el de 0.5 ft. $\leq 2\sqrt{f'_c}$

Si no se conoce f'_t se supondrá igual a $\sqrt{f'_c}$

Deberá revisarse que la flecha no exceda de la permisible según el capítulo VI pero calculada con el módulo de elasticidad correspondiente al concreto ligero. El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.

I.12.2 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

El refuerzo por cambios volumétricos que se estipula en la expresión VI.30 será obligatoria en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural exceda de 75 cm.

I.13 CONCRETO SIMPLE

I.13.1 LIMITACION

Solo se permiten elementos de concreto simple con longitud mayor a 1.50 m. cuando mediante aditivos se disminuya la contracción o se desprecie el trabajo del concreto en esa dirección.

I.13.2 ESFUERZO DE DISEÑO

Los esfuerzos permisibles no excederán a los valores 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 a 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 VI.29.

I.14 CONSTRUCCION

I.14.1 ACERO

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silletas y/o separadores, de resistencia y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

Deberá retirarse el óxido suelto antes de colar el concreto.

I.14.2 CONCRETO

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las varillas de refuerzo o para que pueda ser bombeado en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. Deberá concordar con el valor especificado en cada caso.

VI.14.3 CONTRO

El control se basará en las resistencias a compresión axial de cilindros fabricados, curados y probados de acuerdo con las normas DGN C160 y DGN C83, en un laboratorio aceptado por la Dirección. Si el concreto se elaboró con cemento tipo I, los ensayes se efectuarán a los 28 días de edad, y si con cemento tipo III o que contenga acelerantes, a los 14 días de edad. Se permitirán ensayes a otras edades, siempre que se empleen correlaciones fidedignas para estimar las resistencias probables a las edades especificadas.

Para cada clase de concreto se tomará como mínimo una muestra por 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.

Se admitirá que las características de resistencia del concreto correspondiente a un día de colado cumplen con la resistencia especificada, f'_c, si el promedio de las resistencias de los cilindros de ese día es mayor o igual que la especificada y si, además que de ninguna pareja de cilindros (definida en el párrafo anterior) se obtenga una resistencia media inferior en 35 kg/cm^2 a la resistencia f'_c especificada.

Se verificará el peso volumétrico del concreto en muestras representativas.

Los materiales de un concreto deben proporcionarse para una resistencia media $\bar{f}_c$, mayor que la especificada, f'_c. La resistencia media necesaria para lograr un cierto valor de f'_c se tomará como el mayor de los valores proporcionados por las expresiones siguientes:

$$\bar{f}_c = f'_c + 1.28\ \sigma_c$$
$$\bar{f}_c = f'_c + 2.52\ \sigma_c - 35 \quad \text{(en Kg/cm}^2\text{)}$$

Se verificará que esta resistencia media se cumpla.

En estas expresiones, σ_c es la desviación estándar de la resistencia a compresión del concreto. Su valor se determinará a partir de antecedentes autorizados y basados en los ensayes de no menos 30 parejas de cilindros que representen un concreto cuya resistencia especificada no difiera en más de 70 Kg/cm^2 de la especificada para el trabajo propuesto, y fabricado con materiales, procedimientos y control similares a los del trabajo en cuestión

Sino se cuenta con tales antecedentes, la desviación estandar puede tomarse de la tabla VI.6 .

Cuando las resistencias medias de algunas parejas de cilindros resulten menores que (f'_c - 35 Kg/cm^2), antes de tomar otra medida, se permitirá extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma ASTM C 42. Estos se extraerán de las zonas donde se colocó el concreto muestreado en los cilindros de resistencia baja. Se probarán 3 corazones por cada pareja de cilindros cuya resistencia media haya resultado baja.

El concreto representado por los corazones se considerara estructuralmente adecuado si el promedio de las resistencias de los tres es mayor o igual que 0.85 f'_c y si la resistencia de ningún corazón es menor que 0.75 f'_c . Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellas que hayan dado resistencias erráticas. Si los corazones ensayados, no cumplen con el criterio de aceptación que se ha descrito, la Dirección tomará las medidas que juzgue adecuadas.

VI.14.4 TRANSPORTE

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes y no deberá transcurrir más de 30 min. a menos que se empleen retardantes.

TABLA VI-6

DESVIACION ESTANDAR DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN Kg/cm^2

PROCEDIMIENTO DE FABRICACION	$f'_c \leq$ 200 Kg/cm^2	200 $< f'_c \leq$ 300
Mezclado mecánico, proporcionamiento por peso, corrección por humedad y absorción de los agregados de una misma fuente y de calidad controlada.	30	35
Mezclado mecánico, proporcionamiento por peso	35	45
Mezclado mecánico, proporcionamiento por volumen; volúmenes cuidadosamente controlados	50	60

VI.14.5 COLOCACION Y COMPACTACION

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 caida libre de más de 1.50 m.

VI.14.6 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 se aceptado por la Dirección. 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.

VI.14.7 TEMPERATURA

Cuando la temperatura ambiente durante el colado o poco después sea inferior a cinco grados centígrados se tomarán las precauciones especiales tendientes a contrarestar el descenso de resistencia y el retardo en endurecimiento y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

VI.15 TOLERANCIAS

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 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 cm + 0.3 t.

2.-El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de 0.5 cm + 0.05 h, siendo h el espesor de proyecto, ni será menor que éste en más de 0.3 cm + 0.03h.

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 deberán diferir de las del 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 uno 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 1cm + 0.04 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 cm. + 0.03. 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 el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar el agregado grueso.

12.-Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederán a las de proyecto en más de 1 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 cm + 0.03 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 1cm. 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 procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable; y las correspondientes a trabes en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones necesarias.

Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspecto o colocación de acabados puede ser necesario imponer tolerancia más estrictas que las arriba prescritas.

De no satisfacer cualquiera de las tolerancias especificadas, el responsable de la obra estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura, previa aprobación de la Dirección.

Capitulo VII ESTRUCTURAS DE ACERO

VII.1 GENERALIDADES

VII.1.1. NOMENCLATURA

A = Area total de la sección transversal de un elemento estructural.
A_p = Area del patín en compresión de una viga laminada o área de uno de los patines de una trabe armada.
A_{at} = Area de la sección transversal de un atiesador o par de atiesadores.
A_a = Area del alma de una viga laminada o trabe armada.
a = Distancia libre entre atiesadores transversales de una viga o trabe armada.
a' = Distancia requerida en los extremos de cubreplacas soldadas de longitud parcial para desarrollar su resistencia.
b = Ancho real de elementos planos comprimidos atiesados o no.
b_e = Ancho efectivo de elementos planos atiesados comprimidos.
b_p = Ancho de patín de una viga o trabe.
C_a = Coeficiente que depende del tipo de los atiesadores transversales
C_{mx}, C_{my} = Coeficientes que dependen de la ley de variación de los momentos flexionantes a lo largo del eje de una barra flexocomprimida.
C_b = Coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de una barra en flexión.
C_v = Coeficiente de resistencia crítica de pandeo elástico del alma de una viga laminada o trabe armada.
d = Peralte total de una sección; diámetro nominal de un tornillo o remache.
E = Módulo de elasticidad del acero (2,100,000 Kg/cm²).
f_a = Esfuerzo admisible en miembros a compresión.
f_b = Esfuerzo admisible de compresión o tensión debido a la flexión.
F_{cr} = Esfuerzo crítico en la fibra extrema de compresión cuando ocurre el pandeo lateral o local.
f_{bx}, f_{by} = Esfuerzo admisible a flexión simple alrededor de los ejes "x" o "y".
ϕ = Diámetro del perno o varilla.
f_T = Esfuerzo admisible de tensión.
F_y = Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero.
H = Altura de un perno o varilla.
h = Distancia libre.
I = Momento de inercia centroidal de la sección transformada.
K = Factor de longitud efectiva que relaciona la resistencia al pandeo elástico de una columna con sus condiciones de apoyo.
KL_x = Longitud efectiva de pandeo en el plano normal al eje x.
KL_y = Longitud efectiva de pandeo en el plano normal al eje y.
L = Longitud libre de una columna entre secciones soportadas lateralmente.
l = Separación entre puntos fijos lateralmente del patín en compresión de una viga.
M_{1y}, M_{2y} = Son respectivamente el menor y el mayor de los momentos en los extremos de un tramo no contraventeado.
M_x, M_y = Momento flexionantes en condiciones de servicio alrededor del eje "x" y del eje "y" respectivamente.
N = Longitud de apoyo de una viga.
P = Fuerza axial que obra sobre una columna comprimida axialmente o flexocomprimida en condiciones de servicio.
Q_c = Capacidad de carga crítica en Kg.
Q = Momento estático respecto al eje neutro de la sección compuesta del área transformada.
Q_s = Factor de reducción de la resistencia en compresión de elementos planos no atiesados.
Q_a = Cociente del área efectiva entre el área total de la sección de un miembro comprimido axialmente.
R = Carga concentrada o reacción.
r = Radio de giro.
r_{bx}, r_{by} = Radio de giro de las secciones con respecto al eje "x" y al eje "y" respectivamente.
S_x, S_y = Módulo de sección respecto a los ejes "x" e "y" respectivamente.
t = Grueso de un elemento plano o espesor del alma de un conector de canal en cm, cuando el espesor del elemento plano sea variable se tomará como t el espesor medio.
V = Fuerza cortante que obra en una sección transversal de una viga laminada o trabe armada.
v_h = Esfuerzo cortante horizontal por centímetro lineal en la junta entre losa y viga en la sección considerada del claro.
Y = Cociente del esfuerzo de fluencia del acero del alma de una viga o trabe dividido entre el del acero de los atiesadores.
W = Longitud de un conector de canal en cm.

VII.1.2 ALCANCE

En esta parte sólo se incluyen estructuras metálicas fabricados con acero estructural que cumpla las normas de calidad D.G.N.

VII.1.3 CRITERIO DE DISEÑO

Los miembros de las estructuras podrán diseñarse siguiendo el criterio de esfuerzos admisibles que aparece en este Capítulo o criterios reconocidos de resistencia última que den condiciones de seguridad semejante.

VII.1.4 ESFUERZO PERMISIBLE Y FACTORES DE CARGA

Para la combinación de cargas muertas y vivas con sismo o viento se incrementarán los esfuerzos permisibles dados en este Reglamento en un 33%. Si se usa el criterio de resistencia última deberán emplearse los factores de carga congruentes con el método.

VII.1.5 ANALISIS

Las estructuras de acero se analizarán con métodos que supongan un comportamiento elástico.

VII.2 DIMENSIONAMIENTO

VII.2.1 LONGITUD EFECTIVA

En vigas, la longitud efectiva, es el claro o distancia entre ejes de apoyo; para columnas y piezas en tensión o compresión, debe tomarse la longitud libre entre secciones soportadas lateralmente.

VII.2.2 ESPESOR DEL MATERIAL

En elementos sometidos a la acción directa de la lluvia el grueso mínimo será de 4.8 mm y se tomarán precauciones especiales cuando el material se exponga a condiciones severas tales como la acción de agentes corrosivos o de cualquier otra naturaleza que alteren o destruyan el acero.

VII.2.3. ANCHO PARA ELEMENTOS PLANOS EN COMPRESION

a) Elementos planos no atiesados.
Son los que tienen un borde libre paralelo a fuerza de compresión. El ancho de placa es igual a la distancia del borde libre a la primera línea de soldadura, remaches o tornillos; para el ancho de las alas de ángulos y patines de canales se tomará su dimensión nominal total; en patines de secciones I el ancho será la mitad de su dimensión nominal. En perfiles hechos con láminas dobladas el ancho se mide del borde libre a la iniciación de la curva que une el elemento considerado con el resto del perfil.
b) Elementos planos atiesados.
Son los que estan soportados lateralmente a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de las fuerzas.
Su ancho es igual a la distancia entre líneas consecutivas de remaches, tornillos o soldadura, medida perpendicularmente a la dirección de la fuerza; en perfiles hechos con láminas dobladas, es la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte.

VII.2.4 RELACIONES ANCHO/GRUESO $\frac{b}{t}$

En la tabla VII.1 se dan las limitaciones de la relación $\frac{b}{t}$ para el caso de elementos planos atiesados y no atiesados, consignándose en la misma tabla un factor de reducción por resistencia Q_s y un ancho efectivo b_e.

VII.3 DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES

VII.3.1 MIEMBROS EN TENSION

a) En sección neta (excepto si se tiene agujero para pasador):

$$f_T = 0.66 \; F_y \qquad \text{Ec.(VII.1)}$$

pero no mayor que la mitad del esfuerzo de ruptura del acero.

b) En sección neta con agujero para pasador:

$$f_t = 0.45 \; F_y \qquad \text{Ec.(VII.2)}$$

VII.3.2 MIEMBROS EN COMPRESION

a) Miembros cuyos elementos planos satisfacen las relaciones $\frac{b}{t}$ indicadas en (A_1 , B_1, A_2 y B_2) de la tabla VII.1

$$(KL/r)_c = 6340/\sqrt{F_y}$$

1a) Para $KL/r \geq (KL/r)_c$; $f_a = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$ Ec.(VII.3.a)

2a) Para $KL/r < (KL/r)_c$; $f_a = \frac{12}{23} \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_y$ Ec.(VII.4.a)

b) Miembros cuyos elementos planos tengan relaciones $\frac{b}{t}$ mayores que las prescritas en (A_1, B_1, A_2 y B_2) de la tabla VII.1 (casos C_1, D_1 y C_2):

1b).-Para $KL/r \geq (KL/r)_c$; $f_a = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{(KLr)^2}$ Ec.(VII.3a)

2b).-Para $KL/r < (KL/r)_c$; $f_a = \frac{12}{23} Q_s Q_a \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/R)^2} \right] F_y$ Ec.(VII.4a)

$$(KL/r)_c = 6340 / \sqrt{Q_s \, Q_a \, F_y} \qquad \text{Ec.(VII.5)}$$

Q_s se toma igual a 1 en elementos atiesados.
Q_a es el cociente del área efectiva de la sección entre su área total y el área efectiva es igual a la total menos $(b-b_e)t$; la suma comprende todos los elementos planos atiesados que hay en la sección Q_s se toma igual a 1 en elementos no atiesa-

TABLA VII - I

- RELACIONES $(\frac{b}{t})$ Y ESFUERZOS PERMISIBLES A COMPRESION EN ELEMENTOS SUJETOS A COMPRESION AXIAL, FLEXION O FLEXOCOMPRESION EN SECCIONES QUE NO CUMPLAN CON VII. 3. 3. I PERO QUE TIENEN SUJECION LATERAL

	CASO	DESCRIPCION DEL ELEMENTO	LIMITACIONES DE $(\frac{b}{t})$	ESFUERZOS PERMISIBLES	FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA = Q_s y ANCHO EFECTIVO = b_e
ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS	A_1	Elementos formados por un ángulo o por 2 ángulos con separadores	$\frac{b}{t} \leq \frac{640}{\sqrt{f_y}}$	f_a según ecuaciones (VII.3) y (VII.4)	—
	B_1	Elementos formados por 2 ángulos unidos. Angulos o placas que sobresalgan de trabes, columnas u otros miembros. Patines comprimidos de vigas y atiesadores de trabes armadas.—	$\frac{b}{t} \leq \frac{800}{\sqrt{f_y}}$	$f_b = 0.6\ f_y$	—
	C_1	Elementos formados por ángulos aislados ó ángulos con separadores.—	$\frac{640}{\sqrt{f_y}} < \frac{b}{t} < \frac{1300}{\sqrt{f_y}}$	f_a según ecuaciones (VII.3) y (VII.5)	$Q_s = 1.34 - 0.00053(\frac{b}{t})\sqrt{f_y}$
			$\frac{b}{t} > \frac{1300}{\sqrt{f_y}}$		$Q_s = 1090000 / \left[f_y(\frac{b}{t})^2\right]$
	D_1	Elementos formados por ángulos o placas que sobresalen de columnas y otros miembros comprimidos, así como patines en compresión de trabes.	$\frac{800}{\sqrt{f_y}} < \frac{b}{t} < \frac{1470}{\sqrt{f_y}}$		$Q_s = 1.41 - 0.00052(\frac{b}{t})\sqrt{f_y}$
			$\frac{b}{t} > \frac{1470}{\sqrt{f_y}}$		$Q_s = 1400000 / \left[f_y(\frac{b}{t})^2\right]$
ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS	A_2	Patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas de espesor uniforme.—	$\frac{b}{t} \leq \frac{2000}{\sqrt{f_y}}$	f_a según ecuaciones (VII.3) y (VII.4)	—
	B_2	Cualquier otro elemento plano comprimido uniformemente.—	$\frac{b}{t} \leq \frac{2100}{\sqrt{f_y}}$	$f_b = 0.6\ f_y$	—
	C_2	Patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas de espesor uniforme.—	$\frac{b}{t} > \frac{2000}{\sqrt{f_y}}$	f_a según ecuaciones (VII.3) y (VII.5)	$b_e = \frac{2720\,t}{\sqrt{f_y}}\left[1 - \frac{540}{\frac{b}{t}\sqrt{f_y}}\right] \leq b$
		Cualquier otro elemento plano comprimido uniformemente.—	$\frac{b}{t} > \frac{2100}{\sqrt{f_y}}$	$f_b = 0.5\ f_y$	$b_e = \frac{2720\,t}{\sqrt{f_b}}\left[1 - \frac{480}{\frac{b}{t}\sqrt{f_b}}\right] \leq b$

El valor de K se podrá obtener de los nomogramas VI.1a. y VI.1b del capítulo de concreto, dependiendo de que se trate de una estructura con sujeción lateral o nó.

VII.3.3 FLEXION
VII.3.3.1 SECCION COMPACTA

Es la que satisface los siguientes requisitos:

1.- Los patines deberán estar conectados en forma continua con el alma.

2.- Los elementos del patín comprimido definidos en VII.2.3 y VII.2.4 deben cumplir con:

$\frac{400}{\sqrt{f_y}}$ para elementos no atiesados. Ec. (VII.6)

$\frac{1600}{\sqrt{f_y}}$ para elementos atiesados. Ec. (VII.7)

3.- La relación (ancho/grueso) del alma $(\frac{d}{t})$ deben cumplir con:

$$\frac{d}{t} = \frac{3150}{\sqrt{f_y}}\left[1 - 2.33\ \frac{f_a}{f_y}\right] \quad \text{Si } f_a/f_y < 0.16 \qquad \text{Ec. (VII.8)}$$

$$\frac{d}{t} = \frac{2150}{\sqrt{f_y}} \quad \text{Si } f_a/f_y \geq 0.16 \qquad \text{Ec. (VII.9)}$$

4.- El miembro deberá tener sujeción lateral como se especifica en VII.3.3.2.

VII.3.3.2 SUJECION LATERAL

Una viga se considera sujeta lateralmente si su patín superior queda embebido cuando menos 2 cm, en la losa de piso o este 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:

$\frac{640\ b_p}{\sqrt{f_y}}$ ni de $1{,}480.00\ \frac{A_p}{df_y}$

a).-Se acepta un esfuerzo en tensión y en compresión para las fibras extremas que vale:

$$f_b = 0.66\ f_y \qquad \text{Ec. (VII.10)}$$

en los siguientes casos:

1a) Secciones compactas flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia.

2a) Secciones I y II con 2 ejes de simetría cumpliendo con 1 y 2 de VII.3.3.1, así como secciones macizas cuadradas y circulares o rectangulares flexionadas respecto a su eje de menor momento de inercia.

b).-Para 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:

$$f_b = 0.6\ f_y$$

Las secciones no compactas incluidas en este inciso "b" deben cumplir con los siguientes requisitos:

1b) La relación $(\frac{b}{t})$ estará regida por la tabla VII.1 (A_1, B_1 ó A_2, B_2).

2b) Se supone que la flexión ocurre alrededor del eje de mayor momento de inercia.

3b) Las secciones de cajón deberán estar soportadas lateralmente en puntos cuya separación no exceda de 175800/fy veces la distancia entre las caras extremas del alma. Otras secciones tendrán sujeción lateral como se indica en VII.3.3.2

c).-En miembros que no cumplan con los requisitos de sujeción lateral dados en VII.3.3.2 o en VII.3.3.3. 3b

$$f_b = 0.5\ f_{cr} \leq 0.6\ f_y \qquad \text{Ec. (VII.11)}$$

Se consideraran los siguientes casos para el cálculo de f_{cr}:

1 - En secciones I o H que cumplan VII.2(A_1, B_1, y A_2, B_2) con flexión respecto al eje de mayor momento de inercia.

$$f_{cr} = 1550 \times 10^3\ \frac{C_b\ A_p}{dL} \text{ en } (Kg/cm^2) \qquad \text{Ec. (VII.12)}$$

$$f_{cr} = 25200 \times 10^3\ \frac{C_b}{L^2} \text{ en } (Kg/cm^2) \qquad \text{Ec. (VII.13)}$$

REGLAMENTO DE EDIFICACIONES DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA

se tomará el mayor valor que se obtenga con estas 2 ecuaciones. - Si la última de estas 2 ecuaciones dá un valor mayor que 0.5 f_y, se usará la ecuación:

$$(f_{cr})\ \text{corrégido} = f_y \left[1 - 0.25\ \frac{f_y}{f_{cr}}\right] \qquad \text{Ec.(VII.14)}$$

r_y es el radio de giro respecto al eje de simetría en el plano - del alma (cm)

$$C_b = 1.75 + 1.05\ (M_1/M_2) + 0.3\ (M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

M_1 es el menor y M_2 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 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 tabla VII.1 (A_1, B_1 ó A_2, B_2) el esfuerzo crítico no debe ser mayor que el calculado con las anteriores -- ecuaciones, ni que el proporcionado por:

$$f_{cr} = Q_a f_y \qquad \text{Ec.(VII.15)}$$

para los casos C_1 y D_1 de la tabla VII.2. ó

$$f_{cr} = f_y$$

Para el caso C_2 de la misma tabla.

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 VII.1 caso -- (A_2, B_2) el esfuerzo actuante se calculará teniendo en cuenta el ancho efectivo de este patín determinado de acuerdo con (C_2) de la tabla VII.1 en vez del ancho total.

El módulo de sección de perfiles simétricos puede calcularse con servadoramente utilizando el mismo ancho efectivo en el patín de tensión.

VII.3.4 FLEXOCOMPRESION

En condiciones de servicio los esfuerzos longitudinales deben -- cumplir con :

$$\frac{P/A}{f_a} + \frac{C_{mx}\ (M_x/S_x)}{(1 - \frac{P/A}{f'_{ex}})f_{bx}} + \frac{C_{my}\ (M_y/S_y)}{(1 - \frac{P/A}{f'_{ey}})f_{by}} \leq 1.0 \qquad \text{Ec.(VII.16)}$$

$$\frac{P/A}{0.6 f_y} + \frac{M_x/S_x}{f_{bx}} + \frac{M_y/S_y}{f_{by}} \leq 1.0 \qquad \text{Ec.(VII.17)}$$

Si $\frac{P/A}{f_a} \leq 0.15$, se puede usar la ecuación: VII-18 en lugar de - las ecuaciones VII-16 y VII-17

$$\frac{P/A}{f_a} + \frac{M_x/S_x}{f_{bx}} + \frac{M_y/S_y}{f_{by}} \leq 1.0 \qquad \text{Ec.(VII.18)}$$

Los valores de f'_{ex} y f'_{ey} , se tomarán como sigue:

$$f'_{ex} = \frac{12\ \pi^2\ E}{23(KL_x/r_{bx})^2} \qquad f'_{ey} = \frac{12\ \pi^2\ E}{23\ (KL_y/r_{by})^2}$$

(para combinaciones de carga muerta y viva con sismo o viento se incrementaran estos valores en un 33%)

Los coeficientes Cm y los factores de amplificación se valúan como sigue:

a).-En miembros flexocomprimidos que formen parte de estructuras cuyos nudos no puedan desplazarse linealmente y sobre los que no obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios:

$$C_m = 0.6 + 0.4\ (M_1/M_2) \geq 0.4 \qquad \text{Ec.(VII.19)}$$

donde M_1 y M_2 son respectivamente, el menor y el mayor de los m - mentos en los extremos del tramo de barra considerado (puede ser la barra completa o una parte de ella, entre puntos contraventeados lateralmente); M_1/M_2 se considera positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura simple y negativo cuando lo hace en curvatura doble.

b).-Para miembros flexocomprimidos que formen parte de estructu - ras cuyos nudos no puedan desplazarse linealmente y sobre los que obran cargas transversales aplicadas en puntos intermedios inde - pendientemente de que haya o no momentos en sus extremos debe hacerse un análisis racional o se considerará

$$C_m = 1.00$$

c).-En miembros flexocomprimidos que formen parte de estructuras cuyos nudos pueden desplazarse linealmente.

$$C_m = 0.85 \qquad \text{Ec.(VII.20)}$$

d).-En el diseño de columnas de marcos no contraventeados el factor de amplificación $C_m/(1 - \frac{P/A}{f'_e})$ se calcula en dos formas:

1).-Con los esfuerzos P/A y f'_e correspondientes suponiendo - que los extremos de cada columna [illegible]

2).-Sustituyendo P/A por la suma de los esfuerzos axiales - (P/A) y f'_e por la suma de los esfuerzos ($\Sigma f'_e$) de todas las columnas del entrepiso.

El mayor de los valores así obtenidos es el que se utiliza para calcular los denominadores de la ecuación VII.16 .

VII.3.5 FLEXOTENSION

Se calcula usando la fórmula VII.18. El esfuerzo de compresión d bido a la flexión no debe exceder el valor prescrito en VII.3.3. según sea el caso.

VII.3.6 CORTANTE

En cualquier perfil estructural sea laminado o formado con placa el esfuerzo cortante medio se obtiene dividiendo la fuerza corta te V, entre el producto del peralte total de la sección por el - grueso del alma.

$$v = \frac{V}{dt} \qquad \text{Ec.(VII.21)}$$

Este valor no deberá exceder, en cada caso, el del esfuerzo cor tante permisible que se define en la tabla VII.2 .

VII.4 REQUISITOS PARA DISEÑO

VII.4.1 COLUMNAS COMPUESTAS

VII.4.1.1. GENERALIDADES

Cualquier elemento que forme parte de la columna, debe satisfacer los requisitos de la tabla VII.2 y las conexiones de liga deben - garantizar que las partes componentes trabajen en conjunto y no - como elementos aislados.

VII.4.1.2 LIGA ENTRE ELEMENTOS

Esta se logra mediante:

A).- Barras de celosía

a).-Separación: los elementos de la celosía deben separarse de manera que la relación L/r de cada barra no sea mayor que la relación de esbeltez de diseño de la columna.

b).-Dimensionamiento: las barras de celosía se diseñan para re sistir la fuerza cortante que existe en la columna, pero - en todos los casos deben ser capaces de resistir, como mínimo una fuerza cortante normal al eje de la columna igual a 2.5% de la fuerza total que hay en ella. Pueden utilizar se barras de celosía sencillas, en las cuales la relación L/r no debe exceder de 140, ó celosías dobles, con rela -- ción L/r no mayor de 200.

Las barras que formen una celosía doble se unirán en su in tersección.

Para determinar la sección requerida de las barras que for man la celosía, se utilizan las fórmulas para piezas sometidas a compresión axial tomando L igual a la longitud no soportada de la barra entre los remaches o soldaduras, que la conectan con los elementos principales para el caso de celosías sencillas, y 70% de esta distancia para celosías dobles.

c).- Inclinación: La inclinación de las barras de celosía con re pecto al eje de la columna, no será menor que 60 grados para cel sía sencilla, ni menor de 45 grados para la doble.

d).- Placas de unión: Deben colocarse placas que liguen a los el mentos que forman la columna en los extremos de esta y en los pu tos intermedios en que se interrumpa la celosía. Las placas se - colocarán lo más cerca posible de los extremos.

Las placas de unión extremas, deben tener una longitud no menor que la distancia entre las líneas de remaches o soldaduras que - las conectan con los elementos principales de la columna, y las intermedias cuando menos la mitad de esa longitud. Su grueso no será menor que 1/50 de esa distancia.

En lugar de las placas de unión pueden utilizarse perfiles estru turales que tengan resistencia y rigidez adecuadas.

En construcciones remachadas o atornilladas la separación entre - los remaches o tornillos utilizados para ligar las placas de - -- unión con los miembros principales no debe ser mayor de 6 diáme - tros y se utilizarán como mínimo tres remaches o tornillos de cada lado.

En construcciones soldadas, la soldadura colocada en cada lado de la placa, tendrá una longitud no menor que un tercio de la longitud de dicha placa.

B).- Placas interrumpidas.

En lugar de barras de celosía, pueden utilizarse placas interrumpidas para ligar los elementos constructivos de una columna com - puesta.

Las dimensiones de las placas interrumpidas y la separación entre ambas se determina conforme a lo establecido para barras de celosía, pero tomando en cuenta las flexiones locales que existan.

C).- Placas perforadas.

El área neta de las placas (descontando agujeros) se supone capaz de resistir fuerzas axiales, siempre que la relación de la dimensión de las perforaciones (en la dirección del esfuerzo) a su dimensión transversal, no sea mayor de 2, y también que la distan - cia libre entre perforaciones en la dirección del esfuerzo no -- sea menor que la distancia transversal entre las líneas mas cercanas de remaches, tornillos o soldaduras, además que la separación-

TABLA VII-2

.- LIMITACIONES DE LA RELACION $(\frac{h}{t})$ Y DEL ESFUERZO CORTANTE "v" PARA REFORZAR EL ALMA DE LAS TRABES ARMADAS Y VIGAS LAMINADAS.-

		CASO	LIMITACIONES		RANGOS DE APLICACION			
			$\frac{h}{t}$	$v=\frac{V}{dt}$	para $Cv \leq 0.8$	para $Cv > 0.8$	$\frac{a}{h} \leq 1$	$\frac{a}{h} \geq 1$
ALMA	salvo en extremos de trabajo bajo cargas concentradas según se indica en VII.4.2.7.	a	$\frac{h}{t} < 3700/\sqrt{fy}$	$v \leq 0.4\ fy$	—	—	—	—
ALMA	salvo en extremos de trabajo bajo cargas concentradas según se indica en VII.4.2.7.	b	$3700/\sqrt{fy} < \frac{h}{t} \leq 260$	$v \leq \frac{fy}{2.89}\ Cv = 0.4\ fy$	$Cv = \frac{16870000}{fy\,(h/t)^2}$	$Cv = \frac{3680}{(h/t)\sqrt{fy}}$	—	—
REFUERZO DEL ALMA	con placas adosadas o atiesadas transversales y en diagonal, trabajando como montantes y diagonales de armaduras.-	c	$\frac{h}{t} < 3700/\sqrt{fy}$	$v > 0.4\ fy$ el exceso $(v - 0.4\ fy)$ debe tomarse con placas adosadas o atiesadas	—	—	—	—
REFUERZO DEL ALMA	CON ATIESADORES TRANSVERSALES	d	$\frac{h}{t} > 3700/\sqrt{fy}$	$Cv > 1$: $v < \frac{fy}{2.89}\ Cv \leq 0.4\ fy$ ...(7.22)	$Cv = \frac{3160000\ k}{fy\,(h/t)^2}$	$Cv = \frac{1600}{(h/t)}\sqrt{\frac{k}{fy}}$	$k = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2}$	$k = 5.34 + \frac{4.0}{(a/h)^2}$
				$Cv < 1$: $v\ \frac{fy}{2.69}\left[Cv + \frac{1 - Cv}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}}\right]$ .....(7.23)			$\frac{a}{h} < \left(\frac{260}{h/t}\right)^2$; $\frac{a}{t} < 3$	

4 cm. y que las relaciones ancho/grueso cumplan con los requisitos de la tabla VII.1.

VII.4.2 TRABES ARMADAS Y VIGAS LAMINADAS

VII.4.2.1 GENERALIDADES

a).- Cualquier elemento debe cumplir con los requisitos de la tabla VII.1.

b).- Para dimensionamiento se tomará como base el momento de inercia de la sección transversal total.

c).- No es necesario deducir área de agujeros en patines si dicha área es menor que el 15% de su área total.

VII.4.2.2 PATINES

Estarán formados de preferencia, por una sola placa en lugar de dos o más superpuestas.

La placa única puede formarse con varios tramos de distinto grueso o ancho unidos entre sí por medio de soldaduras a tope. En trabes remachadas el área de la sección transversal de la cubreplacas no debe exceder del 70% del área total del patín.

VII.4.2.3 ALMA

La relación (h/t) de la distancia libre entre patines al grueso del alma, no debe ser mayor que $985000/\sqrt{f_y\ (f_y + 1150)}$, pero puede aumentarse hasta $167000/\sqrt{f_y}$, cuando hay atiesadores transversales con separaciones no mayores de una y media veces el peralte de la trabe.

VII.4.2.4 UNION DE ALMA Y PATINES

Los remaches, pernos o soldaduras que conecten los patines al alma, las cubreplacas o los patines o las cubreplacas entre sí, deben proporcionarse para resistir la fuerza cortante horizontal de diseño en el plano en consideración, ocasionada por la flexión de la trabe. Los remaches, pernos o soldaduras que conecten los patines al alma, deben ser capaces de trasmitir las cargas aplicadas directamente a los patines, a menos que el diseño se haga de manera que esas cargas puedan trasmitirse directamente al alma.

Si se utilizan cubreplacas de longitud parcial, debe extenderse mas allá del punto teórico de corte, en una longitud a' para colocar el número de remaches o tornillos, o la longitud necesaria de soldadura que pueda desarrollar la fuerza normal debida a la flexión existente en la cubreplaca en el punto teórico de corte.- Esta fuerza normal se calcula con la sección completa, incluida

En caso de usarse soldadura la longitud a', medida desde el extremo de la cubreplaca será :

1.- Una distancia igual al ancho de la cubreplaca cuando hay una soldadura continua a lo largo de los tres bordes, de tamaño igual o mayor que 3/4 del grueso de la cubreplaca en el extremo de ésta debiendo continuarse dicha soldadura en los tres bordes.

2.- Una distancia igual a una y media veces el ancho de la cubreplaca cuando hay la misma soldadura indicada en el inciso 1, pero de tamaño menor que 3/4 del grueso de la cubreplaca.

3.- Una distancia igual a dos veces el ancho de la cubreplaca cuando no hay soldadura en el extremo, pero si cordones continuos en ambos bordes, en la longitud a'.

VII.4.2.5 REFUERZO DEL ALMA

Se pondrá refuerzo en el alma de las trabes armadas o vigas laminadas si se exceden los esfuerzos permisibles que se establecen en a y b de la tabla VII.2, ó si $\frac{h}{t} > 3700/\sqrt{f_y}$; el refuerzo será como se indica en c y d de la misma tabla.

En trabes diseñadas en la ec. (VII.23) (Tabla VII.4) la separación entre los atiesadores que limitan los tableros contiguos a agujeros de grandes dimensiones, debe ser tal que el esfuerzo cortante medio en el alma, en el tablero, no exceda el valor calculado en la ec. (VII.22)(Tabla VII.2). Este requisito no es necesario cuando las secciones extremas del alma están ligadas directamente a una columna u otro elemento de rigidez adecuada.

Además se pondrán atiesadores bajo fuerzas concentradas con las excepciones que señalan en VII.4.2.8.

VII.4.2.6 DISEÑO DE ATIESADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS

Los atiesadores intermedios pueden colocarse por pares, a uno y otro lado del alma o pueden alternarse en lados opuestos de la misma.

Las dimensiones de la sección transversal de los atiesadores intermedios, espaciados de acuerdo con las ecuaciones VII.22, ó VII.23 de la tabla VII.2, deben cumplir las siguientes condiciones:

a).-El área total de cada atiesador o par de atiesadores será igual o mayor que :

$$A_{st} = \frac{1 - Cv}{2}\left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{1+(a/h)^2}\right] Y\ C_a h_t \qquad \text{Ec.(VII.24)}$$

$$A_{at} = \frac{1 - C_v}{2}\left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{1 + (a/h)^2}\right] Y\, C_a h t \qquad \text{Ec. (VII.24)}$$

siendo:

$$Y = \frac{f_y \text{ del acero del alma}}{f_y \text{ del acero del atiesador}}$$

C_a = 1.0, para atiesadores colocados en pares, 1.8 para atiesadores formados por un solo ángulo y 2.4 para los formados por una sola placa.

A_{at}= puede reducirse proporcionalmente al esfuerzo cortante medio, cuando este sea menor que el calculado con las ecuaciones VII.22, ó VII.23 según el caso.

b).- El momento de inercia de cada par de atiesadores, o de cada atiesador sencillo, con respecto a un eje en el plano del alma, debe ser igual o mayor que $(h/50)^4$.

No es necesario que los atiesadores intermedios lleguen hasta el patín de tensión, excepto en los casos en que se necesite un apoyo directo para trasmisión de una carga concentrada o reacción.

De no ser así, pueden cortarse a una distancia del patín de tensión no mayor de 4 veces el grueso del alma.

Cuando se emplean atiesadores de un solo lado del alma, deben ligarse al patín de compresión. Si se conecta el contraventeo transversal a un atiesador o par de atiesadores, las uniones entre estos y el patín de compresión, deben de ser capaces de trasmitir uno por ciento de la fuerza total en el patín. Los atiesadores intermedios deben conectarse al alma de la trabe, de manera que sean capaces de trasmitir una fuerza, normal al alma, en Kg. por centímetro lineal de cada atiesador o par de atiesadores, no menor que $h\sqrt{(f_y/1400)^3}$, en donde "F_y" corresponde al acero del alma y "h" es el peralte de la misma. Esta fuerza puede reducirse en la misma proporción que el área de los atiesadores, cuando el esfuerzo cortante mayor de los existentes, en los dos tableros situados a uno y otro lado del atiezador en estudio, es menor que el dado por las ecuaciones VII.22 ó VII.23 según el caso.
Los elementos de liga de atiesadores intermedios que deban trasmitir al alma, una carga concentrada o reacción, deben tener como capacidad mínima, la correspondiente a esa carga o reacción.

VII.4.2.7 ATIESADORES BAJO CARGAS CONCENTRADAS

Se colocarán pares de atiesadores en el alma de las trabes armadas en todos los puntos en que existan fuerzas concentradas, ya sea cargas o reacciones, excepto en los siguientes casos:

a).- En los extremos de trabes que esten conectados a otros elementos de la estructura, de manera que se tengan los elementos necesarios que eviten la deformación de su sección transversal.

b).- Bajo cargas concentradas si el esfuerzo de compresión en el alma no excede al esfuerzo de aplastamiento según VII.4.2.10.

Los atiesadores deben ser simétricos respecto al alma, y dar apoyo a los patines de la trabe hasta sus bordes exteriores o lo mas cerca de ellos que sea posible.

Se diseñan como columnas de sección transversal formada por el par de atiesadores y una faja de alma de ancho no mayor que 25 veces su grueso, simétricamente colocada respecto al atiesador, cuando éste es intermedio y de ancho no mayor que 12 veces su grueso, cuando el atiesador está colocado en el extremo del alma

Al obtener la relación L/r para diseñar los atiesadores el radio "r" de giro se toma alrededor del eje del alma de la trabe, y la longitud "L" se considera igual a 3/4 de la longitud del atiesador.

Los bordes horizontales de cada par de atiesadores en los que se apoya el patín, se dimensionan de manera que el esfuerzo de aplastamiento en el área de contacto, no exceda de 0.7 f_y; donde f_y es el menor de los esfuerzos de fluencia de los aceros en contacto. Además debe colocarse el número adecuado de remaches o la cantidad necesaria de soldadura para trasmitir al alma de la trabe, la totalidad de la reacción de la carga concentrada.

Los atiesadores deben estar en contacto directo con el patín o patines que reciben la carga y ajustados a ellos, a menos que la trasmisión se haga por medio de soldadura.

Cuando la trabe armada esté sujeta a cargas dinámicas, no debenhacerse soldaduras cuyo eje sea perpendicular a la dirección de los esfuerzos, excepto en zonas en que el esfuerzo normal máximo sea menor que la mitad del esfuerzo admisible.

En trabes remachadas se colocarán las placas de empaques que sean necesarias para lograr un ajuste correcto de los atiesadores con el alma y los patines.

VII.4.2.8 REDUCCION DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES EN LOS PATINES

Cuando la relación del peralte del alma de la trabe a su grueso, sea mayor que 6400 $/\sqrt{f_y}$, el esfuerzo máximo en el patín de compre

$$f_b\left[1.0 - 0.005\,\frac{A_a}{A_p}\left(\frac{h}{t} - \frac{6400}{\sqrt{f_b}}\right)\right] \qquad \text{Ec. (VII.25)}$$

El esfuerzo admisible f_b se tomará según VII.3.3.3

VII.4.2.9 ESFUERZO CORTANTE Y DE FLEXION COMBINADOS

Las almas de las trabes deberán dimensionarse de tal modo que los esfuerzos de tensión ocasionados por momentos en el plano del alma, no sean mayores que 0.6 f_y ni que:

$$\left[0.825 - 0.375\,\frac{\text{esfuerzo cortante que actua}}{\text{esfuerzo cortante admisible}^{*}}\right] f_y \qquad \text{Ec. (VII.26)}$$

*según los valores que se estipulan en la tabla VII.2

VII.4.2.10 APLASTAMIENTO DEL ALMA

En los apoyos y en las secciones donde existan cargas concentradas, debera revisarse que el esfuerzo de compresión en el alma de viguetas laminadas o trabes armadas no atiesadas sea menor que el dado por las siguientes ecuaciones:

Para puntos y apoyos intermedios:

$$\frac{R}{t\,(N+2K)} \leq 0.75 \quad f_y \qquad \text{Ec. (VII.27)}$$

Para reacciones extremas:

$$\frac{R}{t\,(N + K)} \leq 0.75 \quad f_y \qquad \text{Ec. (VII.28)}$$

K debe tomarse como la distancia de la cara exterior del patín al punto sobre el alma donde termina la curva de unión entre patín y alma si el perfil es laminado, o el borde más alejado del cordón de soldadura, si es soldado.

Si no se cumplen las condiciones anteriores, debe aumentarse la longitud el apoyo, repartirse la carga exterior en una zona más amplia, o colocarse atiesadores.

Las almas de las trabes armadas se deben también dimensionar o atiesar de manera que la suma de los esfuerzos de compresión ocasionados en el borde del alma por cargas concentradas o distribuidas, aplicadas directamente sobre el patín, y que no están soportadas directamente por atiesadores, excedan de 0.75 f_y ni de los siguientes valores:

Cuando la rotación del patín está impedida:

$$\left[5.5 + \frac{4}{(a/h)^2}\right]\frac{700000}{(h/t)^2} \quad \text{en Kg/cm}^2 \qquad \text{Ec. (VII.29)}$$

Cuando no se impida la rotación del patín

$$\left[2.0 + \frac{4}{(a/h)^2}\right]\frac{700000}{(h/t)^2} \quad \text{en Kg/cm}^2 \qquad \text{Ec. (VII.30)}$$

Los esfuerzos a que se refiere el párrafo anterior debe calcularse como sigue:

Las cargas concentradas y las distribuidas en parte de la longitud de un tablero se dividen entre el producto del grueso del alma por la mehor de las dimensiones del tablero (peralte de la trabe o separación entre atiesadores).

Cualquier carga uniformemente distribuida, en Kg/cm, se divide entre el grupo del alma.

VII.5 CONEXIONES

VII.5.1 GENERALIDADES

Las conexiones serán capaces de trasmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que liguen y cumplirán las condiciones de restricción y continuidad supuesta en el análisis de la estructura.

VII.5.1.1 CONEXIONES MINIMAS

Las conexiones se diseñarán para la resistencia íntegra del miembro a que corresponda. El número mínimo de remaches o tornillos en una conexión será dos.

Las longitudes mínimas de soldadura serán las permitidas en VII.5.3.7

VII.5.1.2 EXCENTRICIDADES

Deben tenerse en cuenta en el diseño todas las excentricidades que haya en las conexiones.

VII.5.2 REMACHES Y TORNILLOS

a).- Esfuerzos admisibles.
Los esfuerzos admisibles en tensión y en cortante de los remaches y tornillos serán los especificados por el fabricante debiendo verificar que cumplan las normas de calidad y los datos especificados. Para aplastamiento el esfuerzo admisible será 1.35 f_y, donde f_y es el esfuerzo de fluencia de la parte conectada.

b).- Area resistente al aplastamiento.
Se calcula multiplicando el diámetro del remache o tornillo por el grueso de la placa en que se coloque, excepto en el caso de remaches embutidos, en que se resta la mitad de la profundidad de la cabeza.

c).- Agarres largos.
Cuando el agarre de los remaches o tornillos sea mayor que cinco veces su diámetro, su número se aumentará en uno por ciento por cada 1.5 mm. de longitud adicional.

d).- Separación mínima.
La distancia entre centros de agujeros de remaches o tornillos no será menor que 2.7 veces su diámetro nominal; de preferencia se colocarán a 3 veces su diámetro centro a centro.

e).- Separación máxima en miembros a compresión.
La separación máxima entre remache o tornillos intermedios colocados en la dirección de las fuerzas en miembros comprimidos, formados por placas y otros perfiles, no debe ser mayor que $1060/\sqrt{F_y}$ veces el espesor de la placa o perfil mas delgado, si éste es exterior, ni mayor que 30 cm. cuando los remaches o tornillos tienen las mismas posiciones en varias líneas paralelas, ni que $1600/\sqrt{F_y}$ ó 45 cm. cuando están en tresbolillo, estas separaciones pueden aumentarse en 25% cuando la placa o perfil más delgado es interior. En los extremos, la separación no debe exceder de cuatro veces el diámetro del remache o tornillo en una longitud igual a 1.5 veces el ancho total del miembro.

La separación entre remaches o tornillos colocados normalmente a la dirección de las fuerzas no debe ser mayor de 32 veces el grueso de la placa mas delgada.

f) Distancia mínima al canto.
La distancia mínima del centro de un agujero para remaches o tornillos a cualquier canto sera de acuerdo con la tabla VII-3

g) Distancia mínima a un borde en la dirección en que se trasmiten las fuerzas.

En conexiones de miembros en tensión en las que no hay mas de dos remaches o tornillos, en una línea paralela a la dirección de las fuerzas, la distancia del centro del último agujero al extremo de la parte conectada, hacia el que se dirige la fuerza no debe ser menor que el área de la sección transversal del remache o tornillo dividido entre el grueso de la parte conectada si el trabajo es de cortante simple o el doble de esa distancia si el cortante es doble. Cuando hay más de dos remaches o tornillos en la línea, la distancia mínima al borde es la indicada en (f).

VII.5.3 SOLDADURA

VII.5.3.1 DEFINICIONES Y APLICACIONES DE LA SOLDADURA

El tipo de soldadura aplicable para la construcción metálica es el de arco eléctrico de electrodo metálico aplicado manual, semiautomática o automaticamente.

Las resistencias básicas anotadas en la tabla VII.4 se aplican a estructuras sujetas a cargas estáticas o combinaciones de estas con viento o sismo, pero no a cargas rodantes, ni a otros casos en que puedan presentarse falla por fatiga.

VII.5.3.2 SIMBOLOS Y MATERIALES

a).- Símbolos de soldadura.
Tanto en los planos de fabricación como en los esquemas de las memorias de cálculo, las soldaduras deben indicarse por medio de símbolos que representen claramente y sin ambigüedades su posición, dimensiones, características, preparaciones en el metal base, etc.

b) Materiales.
El electrodo deberá ser adecuado al material base y de acuerdo con la posición en que se efectúe la soldadura, teniendo especial cuidado en los casos de acero con alto contenido de carbón o de otros elementos de aleación. Se seguirán las instrucciones del fabricante respecto a los voltajes, polaridad y tipo de corriente.

En general se usará el tipo de electrodo cuyo límite de fluencia y ruptura sea el adecuado.

VII.5.3.3 COMBINACIONES CON REMACHES Y TONILLOS

a).- En obras nuevas.
Cuando para el montaje de una obra nueva se especifique el uso de tornillos o remaches en combinación con soldadura deberá considerarse que la soldadura de los miembros conectados tome la totalidad de la carga y que los remaches o tornillos solo resisten su carga correspondiente durante el proceso de montaje.

b).-En obras ya ejecutadas

Al hacer refuerzos con soldaduras en estructuras ya ejecutadas conectadas con remaches o tornillos se considerarán para el diseño, que los remaches y tornillos ni interfieran con la soldadura y que ésta tome únicamente las nuevas cargas para las que se esta reforzando la estructura. En ningún caso se permitirá el uso combinado de remaches o tornillos con soldadura.

VII.5.3.4 DIMENSIONES EFECTIVAS DE LA SOLDADURA

a).- El área efectiva de una soldadura de filete se obtiene multiplicando su longitud efectiva por la dimensión de su garganta, la que es igual a la distancia mas corta entre la raíz y la cara exterior de la soldadura teórica, sin considerar el refuerzo.

b).- La longitud efectiva de una soldadura de filete es la longitud total del cordón, incluyendo las vueltas en las esquinas extremas, si estas existen. Los cráteres que se forman al levantar el electrodo, deben rellenarse hasta hacerlos del mismo tamaño que el resto del cordón.

c).- El área efectiva de una soldadura de tapón o de ranura es igual al área nominal del agujero circular o alargado, en que se hizo la soldadura, medida en el plano de la superficie de falla.

d).- La longitud de una soldadura a tope entre dos piezas se considera igual al ancho menor de las piezas, aún en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.

e).- El espesor efectivo de una soldadura a tope y de penetración completa (soldura efectuada con respaldo o bien con cordón de raíz) es igual al espesor de la placa mas delgada conectada.

f).- El espesor efectivo de una soldadura a tope sin penetración completa se determinará de acuerdo con la calificación que se haga de la junta soldada.

VII.5.3.5 CAPACIDAD DE LAS UNIONES SOLDADAS

a).- Metal base.
Es el de los elementos estructurales que concurren en una junta soldada.

TABLA VII-3

DISTANCIA MINIMA AL CANTO

DIAMETRO DEL REMACHE O TORNILLO	Distancia mínima del agujero a un canto en mm.	
	A UN CANTO RECORTADO	A UN CANTO LAMINADO, DE PERFILES ESTRUCTURALES O PLACAS
13 mm	22	19
16	29	22
19	32	25
22	38	29
25	44	32
29	51	38
32	57	41
más que 32	1.8 por diámetro	1.25 por diámetro

TABLA VII-4

CAPACIDAD DE CARGA DE LAS SOLDADURAS

TIPO DE SOLDADURA**	RESISTENCIA NOMINAL
Soldaduras de penetración completa, sometidas a cualquier tipo de solicitaciones	La misma que el metal base
Soldaduras de penetración incompleta: a) Sometidas a compresión normal a la garganta efectiva o a tensión o compresión paralelas a su eje	La misma que el metal base
b) Sometidas a cortante, independiente de la dirección de la carga, o a tensión normal a su eje	La misma que en soldadura de filetes
Soldadura de tapón o ranura, sometidas a esfuerzo cortante en el plano de su area efectiva.	La misma que en soldadura de filetes
Soldaduras de filete: a) Sometidas a tensión o compresión paralelas a su eje	La misma que el metal base
b) Sometidas a cortante en la garganta efectiva, independientemente de la dirección de aplicación de la carga.	1260 kg/cm² para electrodos E60xx o equivalentes si se usa soldadura de arco sumergido, utilizados en metal base D.G.N B-38-1968, D.G.N. B-254-1968 1260 kg/cm² para electrodos E70 xx o equivalente si se usa soldadura de arco sumergido, utilizados en metal base D.G.N. B-38-1968, D.G.N. B-99-1972 1470 kg/cm² para electrodos E70 xx o equivalentes si se usa soldadura de arco sumergido, utilizados en metal base D.G.N. B-254-1968

* Siempre que el electrodo utilizado sea de un tipo adecuado al metal base que se está soldando (véase 7.5.3.2a)

** En general se usará el tipo de electrodo cuyo límite de fluencia y ruptura sean mayores que los del metal base

b).- Soldadura.

Las capacidades de carga de los distintos tipos de soldadura, son las indicadas en la tabla VII.4. La capacidad de carga de las soldaduras de filete se considera siempre igual a su resistencia al corte en el área efectiva, (ver VII.5.3.4.) cualquiera que sea la dirección de las cargas que obran sobre ellas, con la única excepción de los casos en que estén sometidos a la acción de fuerzas normales, de tensión o compresión, que actúen a lo largo de su eje.

Las soldaduras de tapón y ranura se consideran capacitadas para soportar únicamente fuerzas cortantes aplicadas en el plano de su superficie de contacto; sin embargo, pueden emplearse también para evitar el pandeo o la separación de piezas traslapadas.

Las soldaduras utilizadas en estructuras que deban ser capaces de soportar un número grande de repeticiones de carga, durante su vida útil, se diseñarán tomando en cuenta la posibilidad de falla por fatiga.

En la construcción de tanques de almacenamiento para liquido y cualquier otro recipiente debe determinarse si existe alguna condición especifica que limite la eficiencia de las juntas e interfiera con estas especificaciones a fin de tomarla en cuenta.

VII.5.3.6 SOLDADURA O TOPE

Soldaduras a tope de penetración completa son aquellas en que la fusión de la soldadura y el metal base abarca la totalidad de la longitud y la profundidad de la junta. De no garantizarse lo anterior, debe considerarse de penetración incompleta y con una resistencia reducida.

Las juntas de penetración incompletas hechas por un solo lado entre bordes preparados en bisel sencillo o en "J" no se utiliza -

VII.5.3.7 SOLDADURA DE FILETE

a).-Tamaño
El tamaño mínimo o dimens[illegible] al admisible para distintos gruesos de placas es dado en la tabla VII-5 .

b).-Cordón interrumpido de filete
En los extremos de elementos ligados entre sí con soldadura interrumpida, se colocarán filetes continuos de longitud igual a la separación transversal entre ellos.

c).-Separación longitudinal entre cordones.
La separación entre cordones interrumpidos, colocados en los bordes de placas o patines de perfiles, no excederá de los siguientes valores;

1) $1060/\sqrt{Fy}$ veces al espesor de la pieza más delgada, para piezas sujetas a compresión.
2) 24 veces al espesor de la pieza más delgada, en piezas sujetas a tensión.
3) 30 cm en cualquier caso.

d).-Juntas traslapadas
El traslape no será menor que cinco veces el espesor de la parte más delgada que se una, con un mínimo de 2.5cm. Las juntas traslapadas en placas o en barras deben soldarse por ambas caras en cordones de filete.

e).-Remate de los cordones de filetes extremos
Los cordones de filete en los extremos de piezas soldadas, deben rematarse dando vuelta a la esquina de la pieza, en una longitud de dos veces el tamaño nominal de la soldadura, con un mínimo de 1 cm.

VII.5.3.8 SOLDADURA DE TAPON O DE RANURA

Este tipo de soldadura se usa en placas cuyo espesor no exceda -

TABLA. VII.5

RELACION ENTRE SOLDADURAS Y PLACAS

TAMANO DE FILETE (mm)	ESPESOR MAXIMO DE LAS PARTES SOLDADAS (mm)
3	6
5	13
6	19
8	38
10	57
13	152
16	más de 152

El espaciamiento transversal entre tapones no será mayor de 20 cm. a menos que se diseñen dispositivos especiales que eviten una flexión transversal excesiva.

En placas de 16 mm. o menos, el agujero o la ranura se llenarán al ras con metal de aportación: en placas de mayor espesor, los agujeros o ranuras deben llenarse hasta una altura de 16 mm. como mínimo.

Los agujeros para las soldaduras de tapón serán circulares, de diámetro no menor que el espesor de la placa agujerada mas 8 mm. ni mayor que el triple de la altura del metal de aportación.

El ancho de las ranuras corresponderá al diámetro del agujero anotado en el párrafo anterior; el largo no será mayor que 10 veces el espesor de la placa ranurada.

VI.6 VIGAS COMPUESTAS

VI.6.1 GENERALIDADES

Se considera viga de sección compuesta la formada por la combinación de una viga de acero y losa de concreto, unida al patín superior de la viga por medio de conectores que trabajan a esfuerzo cortante. Esta colaboración se logra una vez que haya fraguado el concreto.

Los métodos de dimensionamiento serán los mismos que los indicados para elementos de acero y de concreto pero empleando el momento de inercia compuesto, tomando para el acero un módulo de elasticidad de 2,100,000 Kg/cm^2 y para el concreto el indicado en la tabla VI.1.

El efecto de flujo plástico deberá considerarse cuando la carga muerta actúa sobre la sección compuesta y determinar las deflexiones resultantes con la sección debidamente transformada de acuerdo con el módulo reducido del concreto. (vease VI.8.1.1).

VI.6.2 ANCHO EFECTIVO DEL PATIN

El ancho efectivo del patín será el mismo que el de una sección T (ver VI.9.1.3).

VI.6.3 FLEXION

Para la determinación de esfuerzos sólo se considerará la colaboración de la losa cuando ésta trabaja a compresión.

VI.6.4 FUERZA CORTANTE

La fuerza cortante horizontal con unidad de longitud a lo largo de la superficie de contacto puede calcularse por medio de la siguiente expresión.

$$v_h = \frac{V\ Q}{I}$$

VI.6.5 CONECTORES

A fin de producir la capacidad de acción compuesta del miembro se emplearán conectores para esfuerzo cortante los que podrán ser los siguientes tipos:

a).- Rígidos.
Varillas de acero fijadas al patín superior de la viga. Su capacidad crítica para esfuerzo cortante puede tomarse:

$$\text{Si } \frac{H}{d} \geq 4 \quad Q_c = 87.54\,\varphi^2\sqrt{f'_c}$$

$$\text{Si } \frac{H}{d} < 4 \quad Q_c = 21.22\,\varphi H\sqrt{f'_c}$$

b).- Flexibles.
Hechos con piezas cortantes de acero laminado con uno de los patines soldados a la viga y el otro ahogado en el concreto. Para el caso de canales su capacidad crítica puede tomarse como

$$Q_c = 47.75\,(n + 1/2\,t)\,W\sqrt{f'_c}$$

c) Por adherencia.
Son los formados por varillas de acero en forma de lazo o hélices soldadas al patín superior de la viga. Su capacidad se puede tomar como:

$$Q_c = 1333\,\varphi^4\sqrt{f'_c}$$

A las capacidades indicadas deberá aplicar un factor de seguridad de 4 a menos que se determine otro en forma más precisa.

VII.7 EJECUCION DE LAS OBRAS

VII.7.1 FABRICACION

VII.7.1.1 ENDEREZADO

Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto debe tener forma curva. El enderezado debe hacerse 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.

VII.7.1.2 CORTES

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra o soplete; estos últimos deben hacerse, 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 5mm. de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deben eliminarse con esmeril. Los cortes deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor de 15cm.

Las preparaciones de los bordes de piezas en las que se vaya a depositar soldadura pueden efectuarse con soplete.

Los extremos de piezas que trasmiten compresión por contacto directo deben cepillarse.

VII.7.1.3 TOLERANCIAS

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, los que pueden ser causa de rechazo; sus juntas deben quedar acabadas correctamente. A los miembros que trabajen a compresión en la estructura, no se les permitirá desviaciones mayores de un milésimo de la distancia entre puntos que estan soportados lateralmente en la estructura terminada con respecto a la línea recta que una sus extremos.

La discrepancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en los miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo es un milímetro. En piezas no cepilladas, de longitud no mayor de diez metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm. la que aumenta a 3mm. cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

VII.7.1.4 IDENTIFICACION

Todas las piezas deben salir de la planta debidamente identificadas con marcas que correspondan a las indicadas en los planos de montaje.

VII.7.1.5 PINTURA

Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, las piezas que deban pintarse se limpiarán vigorosamente con cepillo de alambre, para eliminar escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura, basura y, en general, toda materia extraña. Los depósitos de aceite y grasa se quitarán por medio de solventes.

Las piezas que no requierán pintura de taller se deben limpiar también, siguiendo procedimientos análogos a los indicados en el párrafo anterior.

A menos que se especifique otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio y las que vayan a quedar ahogadas en concreto no necesitan 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 brochas, pistola de aire, rodillo o por inmersión.

El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un periodo de tiempo corto, aún cuando sirva 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 encuentran a no más de 5cm. de distancia de las zonas en que se depositen soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan gases perjudiciales para ellas.

Cuando un elemento estructural esté expuesto a los agentes atmosféricos, todas las partes que componen deben ser accesibles de manera que puedan limpiarse y pintarse.

VII.7.2 ESTRUCTURAS REMACHADAS O ATORNILLADAS

VII.7.2.1 AGUJEROS

El diámetro de los agujeros para remaches o tornillos debe ser un milímetro y medio mayor que el diámetro nominal de éstos.

Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los remaches o tornillos mas tres milímetros, pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor y después rimarse cuando el material es más grueso. No se permite el uso de botador para agrandar agujeros, ni el empleo de sopletes para hacerlos.

VII.7.2.2 ARMADO

Todas las partes de miembros que estén remachando deben mantenerse en contacto entre sí rígidamente, por medio de pernos o tornillos. Los agujeros que haya que agrandar para poder colocarse los remaches o tornillos tienen que rimarse.

El que los agujeros no coincidan correctamente puede ser causa de rechazo.

VII.7.2.3 COLOCACION

Los remaches deben colocarse por medio de remachadoras de compresión u operadas manualmente, neumáticas, hidráulicas o eléctricas. Una vez colocados, deben llenar completamente el agujero y quedar apretados, con sus cabezas en contacto con la superficie.

Los remaches se colocan, en general, en caliente, en cuyo caso sus cabezas terminadas tienen que tener una forma aproximadamente semiesférica, enteras, bien acabadas y concéntricas con los agujeros, de tamaño uniforme para un mismo diámetro. Antes de colocarlos se calienta uniformemente a una temperatura no mayor de 1000°C la que no debe bajar a menos de 540°C durante la colocación.

Puede emplearse remaches colocados en frío, siguiendo las instrucciones proporcionadas por sus fabricantes.

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 si se han colocado las rondanas cuando se haya especificado su uso. La rosca del tornillo debe sobresalir de la tuerca no menos de 3 mm.

VII.7.3 ESTRUCTURAS SOLDADAS

VII.7.3.1 PREPARACION DEL MATERIAL

Las superficies que vayan a soldarse estarán libres de costras escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier [illegible] ño [illegible]

VII.7.3.2 ARMADO

Las piezas entre las que se van a colocar sol[illegible] debe ponerse en contacto; cuando esto no sea p[illegible] ción no deberá exceder de 5mm.
Las partes que se vayan a soldar a tope deben [illegible] dosamente, corrigiendo cualquier desalineamient[illegible]

Siempre que sea posible, las piezas por soldar[illegible] de manera que la soldadura se deposite en posic[illegible]

Al armar y unir partes de una estructura o de a[illegible] tos se seguirán procedimientos y secuencias en l[illegible] de las soldaduras que eliminen distorsiones inne[illegible] nimicen los esfuerzos de contracción. Cuando sea[illegible] tar esfuerzos residuales altos al cerrar soldadu[illegible] tos rígidos, el cierre se hará en elementos que [illegible] -compresión.

Al fabricar vigas con cubreplacas y miembros com[illegible] hacerse las uniones de taller en cada una de las [illegible] las componen antes de unirlas entre sí.

VII.7.3.3 SOLDADURAS DE PENETRACION COMPLETA

En placas de grueso no mayor de 8 mm. puede lograr[illegible] ción completa depositando la soldadura por ambos l[illegible] sición plana dejando entre las dos una holgura no [illegible] mitad del grueso de la placa más delgada, y sin pr[illegible] bordes.

En todos los demas casos debe biselarse los extrem[illegible] placas entre las que se va a colocar la soldadura p[illegible] tir el acceso del electrodo y utilizarse placa de r[illegible] de no ser así, debe quitarse con un cincel la capa [illegible] la raíz de la soldadura, hasta descubrir material s[illegible] de colocar la soldadura por el segundo lado para l[illegible] sión completa en toda la sección transversal.

Cuando se use placa de respaldo de material igual al [illegible] se, debe quedar fundida con la primera capa de metal [illegible] ción. Se permitirá quitar la placa de respaldo, si s[illegible] las precauciones necesarias para no dañar el metal b[illegible]

Los extremos de las soldaduras de penetración comple[illegible] terminarse de una manera que asegure su sanidad; par[illegible] ben usarse placas de extensión, siempre que sea posib[illegible] que se quitan después de terminar la soldadura, dejan[illegible] tremos de éstas lisos y alineados con las partes unid[illegible]

En soldaduras depositadas en varios pasos debe quitar[illegible] cería de cada uno de ellos antes de colocar el siguie[illegible]

VII.7.3.4 PRECALENTAMIENTO

Antes de depositar la soldadura, el metal base debe prec[illegible] se a la temperatura indicada en la tabla VII-6 .
Se exceptúan los puntos de soldadura colocados durante el[illegible] de la estructura que se volverán a fundir y quedarán inco[illegible] en soldaduras continuas realizadas por el proceso de arco[illegible] do. Antes de efectuar cualquier soldadura, si el metal ba[illegible] a una temperatura inferior a 0°C debe precalentarse a 20° [illegible] mínimo, o a la temperatura indicada en la tabla si ésta e[illegible]
Todo el metal situado a no más de 7.5 cms. de distancia de [illegible] ra, a ambos lados y delante de ella, debe calentarse a la [illegible] tura especificada, la que debe mantenerse como temperatur[illegible] durante todo el proceso de colocación del metal de aportac[illegible]

VII.7.3.5 INSPECCION

Deben revisarse los bordes de las piezas en las que se col[illegible] la soldadura, antes de depositarla, para cerciorarse de qu[illegible] biseles, holguras, etc. son correctos y estan de acuerdo c[illegible] los planos.

Una vez realizadas, las uniones soldadas deben inspecciona[illegible] ocularmente; y se repararán todas las que presenten defect[illegible] aparentes de importancia, tales como tamaño insuficiente, [illegible] teres o socavaciones del metal base. Toda soldadura agrieta[illegible] debe rechazarse.

Cuando haya dudas, y en juntas importantes de penetración c[illegible] pleta, la revisión se completará por medio de radiografías [illegible] ensayes no destructivos de otros tipos.

En cada caso se hará un número de pruebas no destructivas de[illegible] dadura de taller suficiente para abarcar los diferentes tipo[illegible] que haya en la estructura y poderse formar una idea general [illegible] su calidad. En soldaduras de campo se aumentará el número de [illegible] pruebas, y estas se efectuarán en todas las soldaduras de pe[illegible] tración en material de más de dos centímetros de [illegible] porcentaje elevado de [illegible]

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 o deforman, deben ser enderezadas antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

VII.7.4.2 ANCLAJES

Antes de iniciar la colocación de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias con respecto a las posiciones mostradas en planos se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

VII.7.4.3 CONEXIONES PROVISIONALES

Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente, o ligarse entre sí, por medio de tornillos, pernos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en el 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 requerido para resistir los efectos mencionados.

VII.7.4.4 TOLERANCIAS

Se considera que las piezas que componen una estructura están plomeadas, niveladas y alineadas si el error no excede en ningún caso de 1/500 y, además se cumplen las siguientes condiciones:

1.- El desplazamiento del eje de columnas adyacentes a cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no deberá ser 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, medido con respecto al eje teórico, no deberá ser mayor de 25 mm medidos 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.

VII.7.4.5 ALINEADO Y PLOMEADO

No se colocarán remaches ni soldadura permanente hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellas esté alineada y plomeada.

TABLA VII-6

TEMPERATURA MINIMA DE PRECALENTAMIENTO, °C.

GRUESO MAXIMO DEL METAL BASE, EN PUNTO DE COLOCACION DE LA SOLDADURA(mm)	PROCESO DE SOLDADURA	
	Arco eléctrico con electrodo recubierto que no sea bajo contenido de hidrógeno DGN B 99 1972	Arco eléctrico con electrodo recubierto de bajo contenido de hidrógeno, arco sumergido o arco eléctrico protegido con gases inertes Aceros DGN B 254 1968, DGN B 99 1972
Hasta 19	Ninguna	Ninguna
20 a 38	70	25
39 a 64	110	70
Más de 64	150	110

Capitulo VIII ESTRUCTURAS DE MADERA

VIII.1 GENERALIDADES

VIII.1.1 ALCANCE

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera sólida, de cualquier especie.

VIII.1.2 DEFINICIONES Y NOTACION

C.H.= Contenido de humedad=peso original menos peso anhidro dividido entre peso anhidro y expresado en %.

γ= Densidad relativa de la muestra con base en su peso anhidro y su volúmen a un C.H. mayor del 30%.

C.V.= Condición verde = Cuando el contenido de humedad es superior al 18%.

Esfuerzo permisible= Esfuerzos de trabajo correspondiente a madera con defectos.

Esfuerzo de diseño = Esfuerzo de trabajo correspondiente al elemento estructural en consideración.

Elementos de unión = clavos, tornillos o pernos.

f_{b_p} = esfuerzo permisible a flexión.
f_{t_p} = esfuerzo permisible a tensión.
f_{c_p} = esfuerzo permisible a compresión paralela a las fibras.
f_{n_p} = esfuerzo permisible a compresión normal a las fibras.
f_{e_p} = esfuerzo permisible a compresión inclinada a un ángulo θ con respecto a las fibras.
v_p = esfuerzo permisible a cortante.
E = módulo de elasticidad permisible.
δp = deflexión permisible.
f_{b_d} = esfuerzo de diseño a flexión.
f_{t_d} = esfuerzo de diseño a tensión.
f_{c_d} = esfuerzo de diseño a compresión paralela a las fibras.
f_{n_d} = esfuerzo de diseño a compresión normal a las fibras.
v_d = esfuerzo de diseño a cortante.
A = área de la sección transversal del elemento.
A_n = área neta de la sección transversal del elemento.
b = dimensión menor de la sección transversal del elemento.
C_f = factor del peralte.

D(mm)= diámetro de un elemento de unión.
d = dimensión mayor de la sección transversal del elemento.
d_1 = dimensión mayor efectiva de la sección transversal del elemento.
e = excentricidad de la carga axial.
K = valor que depende de las condiciones de apoyo del elemento a compresión.
L = longitud del elemento entre apoyos.
L_1 = longitud total del elemento espaciado.
L_e = longitud efectiva de la zona de compresión del elemento.
M = momento flexionante máximo producido por cargas normales al eje longitudinal del elemento.
N = número de elementos de unión.
P = fuerza axial de compresión.
P_1 = carga lateral permisible de un clavo en una unión de 2 elementos.
P_2 = carga de extracción permisible de un clavo.
P_3 = carga lateral permisible de un tornillo en una unión de 2 elementos.
P_4 = carga de extracción permisible de un tornillo.
P_5 = carga lateral permisible de un perno en una unión de 3 elementos de madera cuyos ejes longitudinales están en la misma dirección.
P_6 = carga lateral permisible de un perno en una unión de 3 elementos de los cuales, los exteriores pueden ser de madera o de acero, y cuyos ejes longitudinales están en dirección normal con respecto al central.
S = módulo de sección del elemento.
T = fuerza de tensión.
t(mm)= espesor del elemento principal (elemento central en una unión de 3 elementos).
V = fuerza cortante en la sección considerada.
β = factor de amplificación.
θ = ángulo entre 2 elementos.

VIII.1.3 CLASIFICACION

La madera se clasificará según la Norma C 18 - 46 de la Dirección General de Normas, en: madera selecta, de primera, de segunda ó de tercera clase.

VIII.2 ESFUERZOS PERMISIBLES Y MODULOS DE ELASTICIDAD

Los esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad para la madera clasificada según la Norma C 18-46, serán los que se consignan en la tabla VIII.1.

Cuando se use madera estructural en forma permanente, no se empleará con calidad inferior a la de segunda.

VIII.3 CONDICIONES DE SERVICIO

VIII.3.1. CONTENIDO DE HUMEDAD

De tratarse de elementos estructurales con C.H. < 18%, los esfuerzos permisibles se obtendrán incrementando los dados anteriormente para elementos en condición verde en los siguientes porcentajes: 10% para flexión y tensión, 20% para compresión paralela a la fibra y 50% para compresión normal a la fibra. El módulo de elasticidad se incrementará 10%.

Cuando el elemento estructural se instale en condición verde cambiando en servicio a un C.H. < 18% ó viceversa, se diseñará basándose en esfuerzos y dimensiones reales de acuerdo al contenido de humedad que tendrá en servicio y considerando el valor mínimo del módulo de elasticidad en condición verde.

De tratarse de elementos masivos (dimensiones mayores de 15 cm. x 15 cm.) se diseñará usando esfuerzos y dimensiones reales para la madera en condicion verde.

VIII.3.2 DURACION DE CARGA

Para duraciones de carga correspondientes a carga viva, nieve o granizo, viento o sismo e impacto, se podrán incrementar los esfuerzos permisibles en condición verde en un: 15%, 25%, 50% y 100% respectivamente.

No se incrementarán los módulos de elasticidad debido a estas condiciones de servicio.

Cuando actúen simultáneamente cargas con diferentes duraciones, el incremento a los esfuerzos permisibles en condición verde será el que corresponde a la duración menor.

De analizarse cargas provenientes de nieve o granizo y viento simultaneamente se podrá usar, debido a nieve, sólo el 50% de la carga total.

VIII.3.3 REDISTRIBUCION DE CARGA

En sistemas constructivos en los cuales el espaciamiento máximo de elementos de soporte sea de 60 cm. se permitirá incrementar los esfuerzos permisibles en condición verde 20% y el módulo de elasticidad a su valor medio.

La carga viva Wm especificada en la sección II.2, se podrá deducir en el caso de contarse con sistemas estructurales (tales como pisos y techos) en los que exista redistribución de carga. Esta reducción estará en función del valor del log. a.

$$\log. a = \log \left[\frac{s^3}{L^3} \cdot \frac{Ev \ Iv}{Ec \ Ic} \right]$$

en que :

a = relación de la rigidez de los elementos de soporte a la de la cubierta.
s = espaciamiento entre elementos de soporte (centro a centro).
L = longitud de los elementos de soporte libremente apoyados.
Ev Iv = producto del módulo de elasticidad del material de soporte y del momento de inercia de la sección transversal de una unidad de soporte.
Ec Ic = producto del módulo de elasticidad del material de la cubierta y del momento de inercia de la misma en dirección normal a la de los elementos de soporte.

La reducción a Wm en función de log. "a", se da a continuación

LOG. "a"	REDUCCION
-4.0	70%
-1.0	50%
1.0	0%

Para otros valores de log a, interpólese.

VIII. 4 TRATAMIENTO A PRESION

Los esfuerzos permisibles en condición verde, quedarán reducidos en un 10% cuando la madera sea sometida a tratamientos por presión.

VIII.5 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

VIII.5.1 ASPECTOS GENERALES

I.- Las fórmulas especificadas en este artículo se refieren a elementos de sección transversal constante, cuadrada o rectangular a menos que se especifique otra geometría.

II.- Se clasificarán los elementos estructurales en: sólidos, compuestos y espaciados.

a).- Elementos sólidos son aquellos constituídos de una solo pieza.
b).- Elementos compuestos, son aquellos constituídos por varias piezas cuyos ejes longitudinales están dispuestos paralelamente y unidas mediante elementos de unión (clavos, tornillos o pernos).

c).- Elementos espaciados, son aquellos formados por dos o más

TABLA VIII·1

ESFUERZOS PERMISIBLES Y MODULOS DE ELASTICIDAD (Kg/cm²) Condicion Verde

SOLICITACION	SEGUN LA NORMA C 18-46 de la DGN			
	SELECTA	PRIMERA	SEGUNDA	TERCERA
Flexión y Tensión	80	60	30	20
Compresión paralela a la fibra	70	50	25	17
Compresión perpendicular a la fibra	14	14	9	7
Cortante paralelo a la fibra	14	14	7	5
Módulos de elasticidad: medio	70000	70 000	70000	70 000
mínimo	40000	40000	40 000	40 000

piezas sólidas dispuestos paralelamente con sus caras mayores separadas por bloques de madera, colocados en los extremos y en la parte intermedia.

La unión entre las piezas y los separadores se lleve a cabo usando elementos de unión.

VIII.4.2 FLEXION Y COMPRESION PARALELA AL GRANO.

a).- Se revisará que la sección crítica de una pieza sólida se cumpla :

$$\frac{\frac{P}{An}}{f_{c_d}} + \frac{\frac{M}{S} + \frac{P}{An}\,\frac{6e\beta}{d_e}}{f_{b_d}\,C_f} \leq 1$$

en donde:

$$f_{c_d} = \frac{0.30\,E}{(KL/b)^2} \leq f_{c_p}$$

$\beta = 1$, cuando $KL/b \leq \sqrt{0.3\,E/f_{c_p}}$;
$\beta = 1.25$ cuando $K.L/b > \sqrt{0.3E/f_{c_p}}$

K = valor que depende de las condiciones de apoyo en los extremos del elemento. Dado en la tabla VIII.2
e = excentricidad de la carga P, $e_{min.} = 0.1\,b$.

$C_f = 0.81\left[\frac{d^2 + 922}{d^2 + 568}\right]$ en cm, $C_f = 1$ para $d \leq 30$ cm.

$f_{b_d} = f_{b_p}$, cuando: $10 \leq C_s$

$f_{b_d} = f_{b_p}\left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{C_s}{C_k}\right)^4\right]$ cuando $10 \leq C_s \leq C_k$

$f_{b_d} = \left(\frac{0.40\,E}{C_s^2}\right)$, cuando: $C_k < C_s \leq 50$

$C_s = \sqrt{\frac{dLe}{b^2}}$

$Le = 1.92\,L$

$C_k = \sqrt{\frac{3}{5}\,\frac{E}{f_{b_p}}}$

Las piezas sólidas sujetas solo a flexión o a compresión, se diseñarán de acuerdo a la fórmula general anterior considerando los términos que correspondan en cada caso.

Las piezas sólidas con restricción total al pandeo lateral se diseñarán considerando la dimensión máxima d, y no la mínima b.

b).-Los elementos compuestos sujetos a compresión axial, tendrán las capacidades de carga en relación a un elemento sólido (en función de la relación de esbeltez del elemento sólido) que se indica en la tabla VIII.3 .

TABLA VIII-3

CAPACIDAD DE CARGA

KL/b	Capacidad %
2	88
6	82
10	77
14	71
18	65
22	74
26	82
30	91
34	99

c).- Los elementos espaciados sujetos a compresión axial y flexión en la dirección de la mayor dimensión de las piezas componentes, se diseñarán conforme a la fórmula general para flexocompresión. La capacidad de un elemento espaciado a compresión axial será la menor de:

1.- La suma de las capacidades de las piezas sólidas componentes considerando el siguiente esfuerzo de diseño.

$$f_{cd} \leq \frac{0.75\,E}{(kL_1/b)^2}$$

además: $f_{cd} \leq f_{cp}$

2.-La capacidad de una pieza sólida flexionándose en la dirección de las caras de mayor dimensión de las piezas componentes. El área de la pieza sólida será la suma de las áreas de las piezas sólidas componentes (sin considerar separadores).

3.-La capacidad de una pieza sólida flexionándose en la dirección de las caras de menor dimensión de las piezas componentes.

Las propiedades geométricas de la pieza sólida serán las que corresponden a la sección completa del elemento espaciado incluyendo separadores.

La longitud de la pieza sólida se multiplicará por los siguientes factores dependiendo de la relación de espesores de los espaciadores al de las piezas sólidas y de los elementos de unión empleados:

TABLA VIII-4

ELEMENTOS DE UNION	$\frac{a}{b} = \frac{\text{Espesor Espaciador}}{\text{Espesor Pieza Solida}}$		
	1	2	3
Clavos	2.6	3.1	3.5
Tornillos o Pernos	2.4	2.8	3.1

La longitud de los separadores estará en función del número de elementos de unión y espaciamiento mínimo entre estos (clavos, tornillos o pernos). El número de elementos de unión en los extremos del elemento será tal que trasmitan una fuerza cortante entre caras de contacto de las piezas y los separadores igual a :

$$N = \frac{1.5 \times \text{fuerza total de compresión}}{\text{número de piezas sólidas componentes (sin separaciones)}}$$

TABLA VIII-2

VALORES DE K

CONDICIONES DE APOYO EN LOS EXTREMOS DE ELEMENTO	K
Los dos apoyos fijos, sin desplazamiento lateral	0.65
Un apoyo fijo y un articulado, sin desplazamiento lateral	0.80
Los dos apoyos fijos, con desplazamiento lateral	1.20
Los dos apoyos articulados, sin desplazamiento lateral	1.00
Un apoyo fijo y otro libre	2.00

Además, la longitud de los separadores extremos no será menor de 6 veces el espesor de una de las piezas.

El número de separadores intermedios será tal que la máxima relación de la distancia entre centros de gravedad de grupos de conectores al espesor de una pieza componente sea menor o igual a 20.

El número de elementos de unión en los separadores intermedios será la cuarta parte del correspondiente en los separadores extremos.

d).-La capacidad de un elemento de sección circular se considerará igual a la de un elemento de sección cuadrada de igual área transversal. Si el elemento es troncocónico se considerarán, para fines de estabilidad, las características geométricas de la sección transversal situada a un tercio de la longitud desde el extremo reducido. Se revisará que el esfuerzo de compresión actuante en el extremo reducido no exceda al permisible.

VIII.4.3 FLEXION Y TENSION

Se revisará que en la sección crítica de un elemento sólido o espaciado, con el plano de flexión paralelo a los de las caras de mayor dimensión, se cumpla:

$$\frac{\frac{T}{A_n}}{ftp} + \frac{\frac{M}{S}}{fbp.C_f} \leq 1$$

Las piezas sólidas o espaciadas sujetas sólo a flexión o a tensión se diseñarán de acuerdo a la fórmula general anterior considerando los términos que correspondan en cada caso.

VIII.4.4 CORTANTE PARALELO A LAS FIBRAS

Se revisará que en la sección a un peralte del apoyo, del elemento estructural sometido a flexión se cumpla:

$$\frac{3}{2} \quad \frac{V}{A} \leq v_p$$

En elementos a flexión con rebajes en su parte inferior y en contacto con el apoyo, el esfuerzo cortante horizontal determinado de la siguiente manera no será mayor al esfuerzo cortante permisible

$$\frac{3V}{2bd} \quad \frac{d}{d_1} \leq v_p$$

VIII.4.5 COMPRESION PERPENDICULAR A LAS FIBRAS

En situaciones en que la madera esté sometida a este tipo de esfuerzo, se revisará que el esfuerzo actuante no sobrepase el esfuerzo permisible.

En el caso de apoyos de menos de 15 cm de largo localizados a más de 8 cm del extremo del elemento, se permitirá incrementar el esfuerzo permisible de acuerdo a los factores de la tabla VIII-5

VIII.4.6 COMPRESION EN DIRECCION INCLINADA CON RESPECTO A LAS FIBRAS

El esfuerzo permisible en compresión a un ángulo θ con la dirección de las fibras, está dado por:

$$f_{\theta_p} = \frac{f_{c_p}}{1 + \left[\frac{f_{c_p}}{f_{n_p}} - 1\right] \operatorname{sen}^2 \theta}$$

VIII.4.7 DEFLEXIONES

La obtención del valor de la flecha se hará empleando las fórmulas usuales de resistencia de materiales. Se ajustará el valor del módulo de elasticidad en condiciones de servicio, como se indica en VIII.3.

La deflexión permisible se tomará igual a las tres milésimas partes del claro cuando existan acabados de yeso e igual a las cuatro milésimas partes del claro cuando existan otros acabados.

VIII.5 UNIONES

VIII.5.1 ASPECTOS GENERALES

1).-Elementos de unión.
Los elementos de unión a considerar serán: clavos, tornillos (incluyendo pijas) y pernos hechos de acero cuyo límite de fluencia de aproximadamente 3,500 Kg/cm².

2).-Capacidad de carga de un elemento de unión.
Las capacidades de carga dadas posteriormente en estas disposiciones serán las permisibles siempre y cuando las distancias a elementos de unión adyacentes, al extremo o al borde de los miembros por unir, sean como mínimo las dadas en el inciso correspondiente. Las cargas permisibles serán aplicables a condición de carga permanente y serán independientes de la calidad de la madera.

3).-Capacidad de carga de un grupo de elementos de unión.
Será la suma de las capacidades de carga de las unidades que forman el grupo.

4).-Duración de carga.
Para duraciones cortas de carga se podrán dar los incrementos indicados en la tabla VIII-6

5).-Contenido de humedad.
Las cargas permisibles dadas a los conectores son aplicables a maderas con un contenido de humedad superior al 18%; o a uniones que quedarán expuestas a la intemperie a menos que se especifique otra cosa.
Para uniones hechas en madera con un contenido de humedad menor del 18% y que permanecerán durante servicio con el mismo contenido de humedad aproximadamente, las cargas permisibles podrán incrementarse en 40%.
La carga lateral permisible para uniones (usando elementos de unión múltiples) hechos con madera en C.V. que en servicio quedará con un C.H. menor del 18%, y cuyos elementos componentes formen un ángulo θ(45°≤θ≤90°) entre sí, se obtendrá multiplicando la carga para el tipo de unión en consideración por 0.7. En caso de usarse placas metálicas que restrinjan las contracciones de la madera en dirección normal a las fibras, debido al secado en servicio, se aplicará el mismo factor.

TABLA VIII-5

LONGITUD DE APOYO(cm)	FACTOR
1.5	1.75
2.5	1.38
4.0	1.25
5.0	1.19
8.0	1.13
10.0	1.10
15.0	1.00

TABLA VIII.6

DURACION DE CARGA

INCREMENTOS A LAS CARGAS PERMISIBLES PERMANENTES POR DURACION DE CARGA (%)				
TIPO DE CONECTOR	TIPO DE CARGA			
	CARGA VIVA	NIEVE	VIENTO O SISMO	IMPACTO
Clavos, Tornillos y Pernos con $t/D > 6$	8	13	25	50
Pernos con $t/D < 6$	15	25	50	100

VIII.5.2 UNIONES CLAVADAS

VIII.5.2.1 ASPECTOS GENERALES

En este artículo se tratarán los clavos comunes fabricados con alambre de acero (alambre pulido).

En uniones expuestas a la intemperie, se deberán usar clavos galvanizados.

VIII.5.2.2 CARGA LATERAL PERMISIBLE

La capacidad de carga en kg. de una unión de dos miembros de madera (en cortante simple) hecha con un clavo hincado perpendicularmente a las fibras, está dada por la siguiente expresión:

$$P_1 = 10 \quad \gamma D^{1.5}$$

De no poder determinarse el valor de γ, úsese $\gamma = 0.4$.
Para que la capacidad dada por la expresión anterior sea válida la penetración de la punta del clavo, en el miembro que la recibe debe ser cuando menos 14 veces el diámetro del clavo, y el miembro en contacto con la cabeza deberá tener cuando menos un espesor de 10 veces el diámetro del clavo, además deberán darse los siguientes espaciamientos mínimos:

a).- Cuando la fuerza actúe en la dirección de las fibras:
- 5 D entre hileras de clavos
- 5 D de los bordes
- 20 D de los extremos
- 20 D entre clavos a lo largo de las fibras

b).- Cuando la fuerza actúe normalmente a la dirección de las fibras:
- 10 D entre hileras de clavos
- 5 D del borde no cargado
- 10 D del borde cargado
- 20 D del borde
- 20 D entre clavos a lo largo de las fibras

Cuando el espesor de los miembros sea menor que los especificados la capacidad de carga se reducirá proporcionalmente.
Cuando los clavos se introduzcan en agujeros taladrados, los espaciamientos se podrán reducir a los valores correspondientes dados para tornillos. El diámetro de los agujeros no será mayor del 80% del de los clavos.
Cuando 2 miembros de madera se unan con una placa metálica, las cargas permisibles dadas anteriormente podrán incrementarse en un 25%.
La carga lateral permisible para clavos hincados en el extremo de un miembro, paralelamente a las fibras, será el 60% de la correspondiente al ser hincados normalmente a éstas.

En uniones con más de un plano de cortante (3 o más miembros), su capacidad estará dada por el producto de la capacidad de una unión sencilla multiplicada por $0.9n$ en que n es el número de planos de cortante. Cada uno de los miembros tendrá un espesor no menor de las dos terceras partes del especificado para el miembro que recibe la punta del clavo en una unión sencilla.

VIII.5.2.3 CARGA PERMISIBLE A LA EXTRACCION

Los clavos sujetos a cargas de extracción tendrán una capacidad en kg. por centímetro de penetración en la pieza que contenga la punta de:

$$P_2 = 11. \ \gamma^{5/2} D$$

De no poder determinar el valor de γ úsese: $\gamma = 0.4$

Estas cargas permisibles son aplicables a uniones hechas con madera ya sea seca o en condición verde que no será sometida a cambios de humedad.

No se permitirá el empleo de clavos hincados paralelamente a las fibras que vayan a estar sujetos a carga de extracción.

En caso de usarse clavos cuya caña no sea lisa, la superior capacidad que tienen a la extracción tendrá que demostrarse mediante pruebas.

Los espaciamientos mínimos para los clavos serán los correspondientes al caso de carga lateral cuando la fuerza actúa en dirección de las fibras.

VIII.5.3 UNIONES CON TORNILLOS PARA MADERA

VIII.5.3.1 ASPECTOS GENERALES

1).- Las cargas permisibles dadas a continuación se aplicarán a tornillos de acero para madera, de cabeza plana, ovalada ó redonda.
2).- Los diámetros usados en las expresiones de capacidad de carga serán los que correspondan a la caña lisa.
3).- Los agujeros para recibir los tornillos tendrán los siguientes diámetros; el correspondiente a la caña lisa para recibir a ésta y el correspondiente a las 2/3 partes del de la caña lisa, como máximo, para recibir la parte roscada.

VIII.5.3.2 CARGA LATERAL PERMISIBLE

En uniones con un solo plano de cortante, en las que el tornillo sea insertado perpendicularmente a las fibras, la capacidad de carga en Kg. está dada por:

$$P_3 = 3.75 \ \gamma . D^2$$

Estas capacidades de carga serán aplicables cuando los tornillos sean insertados mediante rotación en agujeros hechos previamente cuando la penetración del tornillo en el miembro recibiendo la punta sea igual a 7 veces el diámetro de la caña lisa y cuando los espaciamientos mínimos de los tornillos sean los siguientes:

1).- Cuando la fuerza actúe en la dirección de las fibras:
- 3 D entre hileras de tonillos
- 5 D de los bordes
- 10 D entre tornillos adyacentes en la dirección del grano.
- 10 D de los extremos

2).- Cuando la fuerza actúe normalmente a la dirección de las fibras.
- 5 D entre hileras de tornillos
- 5 D del borde no cargado
- 10 D del borde cargado
- 10 D entre tornillos adyacentes en la dirección del grano.

Las especificaciones referentes a tornillos insertados a una menor distancia en el miembro que recibe la punta, a tornillos insertados paralelamente a las fibras, a uniones con placas metálicas y a uniones con más de un plano de cortante serán las mismas dadas para clavos.

VIII.5.3.3 CARGA PERMISIBLE A LA EXTRACCION

Los tornillos sujetos a cargas de extracción tendrán una capacidad en kg., por centímetro de penetración de la caña roscada en la pieza que contenga la punta de:

$$P_4 = 15.00 \ \gamma^2 . D$$

Esta expresión será válida cuando los espaciamientos mínimos para los tornillos sean los correspondientes al caso de carga lateral, cuando la fuerza actúe colinealmente con las fibras y cuando la resistencia del tornillo a la tensión no sea sobrepasada (aplicable para tornillos con longitudes mayores de 7.5 cm e insertados en maderas con densidades superiores a 0.5).
La capacidad de un tornillo a la extracción, insertado paralelamente al grano será el 75% de la correspondiente al ser insertado perpendicularmente al grano, cuando la distancia entre tornillos no sea menor de 10 D.

VIII.5.4 UNIONES CON PERNOS

VIII.5.4.1 ASPECTOS GENERALES

1).- Las disposiciones siguientes se aplicarán a pernos de acero con cabeza en un extremo y rosca en el otro o con dos extremos roscados y con rondanas en ambos extremos.
2).- Los diámetros de los agujeros no excederán en 1.6 mm. a los de los pernos.

VIII.5.4.2 UNIONES EN QUE LOS EJES LONGITUDINALES DE LAS PIEZAS POR UNIR SON COLINEALES.

Se presentan los siguientes casos:
I.- Caso base. Es una unión de tres piezas, en que las piezas exteriores tengan por lo menos la mitad del espesor de la pieza

principal (pieza central), su capacidad en Kg. está dada por :

$P_5 = 1.12\gamma\, k_1 D\, t$

En caso de no determinarse, úsese $\gamma = 0.4$

II.- En una unión de 3 piezas en que las piezas exteriores tengan un espesor de la mitad de la pieza principal, la capacidad de carga estará dada por la capacidad del caso base en que t, se toma como dos veces el espesor menor.

III.-En una unión de 3 piezas en que las piezas exteriores sean de acero, la capacidad de carga estará dada por la del caso base incrementada en un 25% siempre y cuando no se sobrepasen los esfuerzos permisibles en las piezas de acero.

IV.- En una unión de dos piezas, la capacidad de carga será la mitad de la del caso base, considerando t como dos veces el espesor de la pieza más delgada.

V.- En una unión de más de 3 piezas de madera, la capacidad de carga será la suma de las capacidades de carga de las uniones componentes con un sólo plano de cortante, resultantes de considerar las piezas intermedias divididas, cada una, a la mitad.

VIII.5.4.3 UNIONES EN QUE LOS EJES LONGITUDINALES DE LAS PIEZAS POR UNIR ESTAN EN 2 DIRECCIONES NORMALES ENTRE SI.

Caso base, es una unión de 3 piezas, con las exteriores de madera cuyos espesores son por lo menos la mitad del de la pieza principal o de acero.
Su capacidad de carga en Kg. está dada por :

$P_6 = 0.35\, \gamma . k_2 . k_3 . D . t$

En caso de no determinarse úsese $\gamma = 0.4$

Para otros casos, se calcularán las cargas permisibles de acuerdo a VIII5.4.2 y considerando el caso base de éste artículo.

VIII.5.4.4 UNIONES EN QUE LOS EJES LONGITUDINALES DE LAS PIEZAS POR UNIR FORMAN UN ANGULO (θ) ENTRE SI.

La capacidad de carga de esta uniones se calcularán usando la fórmula de Hankinson dada en el artículo VIII.4.6 en función de las capacidades de carga de dicha unión para θ = 0° y θ = 90°, así como del ángulo θ .
Los espaciamientos mínimos para uniones con pernos son los siguientes:

1).- Cuando las fuerzas actúen en la dirección de las fibras.
- 4 D pernos adyacentes en la dirección del grano.
- 1 1/2D entre hileras de pernos
- 7 D del extremo cargado
- 4 D del extremo no cargado
- 1 1/2D de los bordes

2).- Cuando las fuerzas actúen normalmente a la dirección de las fibras
- 4 D entre pernos adyacentes en la dirección del grano.
- 4 D de los extremos
- 4 D del borde cargado
- 1 1/2 D del borde no cargado
- 5 D entre hileras de pernos para t/D>6
- 2 1/2 D entre hileras de pernos para t/D = 2

Se interpolará entre los dos últimos valores para $2 < t/D \leq 6$

TABLA VIII-7

VALORES DE K_1

t/D	K_1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	0.97
5	0.88
6	0.76
7	0.65
8	0.57
9	0.51
10	0.46
11	0.41
12	0.38
13	0.35

VIII.6 CONECTORES

VIII.6.1 GENERALIDADES

Los conectores para madera son elementos de unión, de acero, que se colocan entre las caras de contacto de los elementos por unir. Algunos de ellos requieren de ranuras previas para su colocación. El uso de pernos, tuercas y rondanas complementa este tipo de uniones.

VIII.6.2 TIPOS DE CONECTORES

Los tipos de conectores a ser tratados aquí, serán los anillos abiertos y las placas o anillos de cortante.

En los comentarios se dan referencias para obtener mayor información sobre este tipo de elementos de unión.

VIII.7 PROTECCION A LA MADERA

Se cuidará que la madera esté debidamente protegida contra cambios de humedad, insectos, fuego, etc. Podrá protegérsele ya sea por medio de tratamientos químicos y/o recubrimientos apropiados. La madera que vaya a quedar en contacto con el suelo, deberá ser protegida. Deberán seguirse las indicaciones del fabricante de los productos protectores de la madera para garantizar su eficiencia.

No será necesario proteger obras temporales de madera cuya duración no exceda de dos meses.

TABLA VIII-8

VALORES DE K_2 y K_3

t / D	K_2	D (mm)	K_3
1	1.00	6.4	2.50
2	1.00	9.5	1.96
3	1.00	12.7	1.68
4	1.00	15.01	1.52
5	1.00	19.1	1.41
6	1.00	22.2	1.33
7	1.00	25.4	1.27
8	0.96	31.8	1.19
9	0.86	38.1	1.14
10	0.76	44.5	1.10
11	0.68	50.8	1.07
12	0.61	59.2	1.03
13	0.55	76.2	1.00

Capitulo IX ANALISIS POR VIENTO

IX.1 ASPECTOS GENERALES

Las estructuras se analizarán, suponiendo que el viento actúa en dos direcciones ortogonales, sin considerar la protección que pudieran darles las estructuras vecinas.

Se acepta la existencia simultánea del viento, las cargas muertas y las cargas vivas que se indican en la columna Wr de la tabla -- IX.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 general, se revisarán las condiciones necesarias para garantizar la estabilidad local, considerando el efecto de presiones interiores y los incrementos de presión exterior que más adelante se señalan.

IX.2 CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES

Según su destino las construcciones se clasifican en los grupos - A, B, y C que se consideran en el análisis sísmico (Art.X.2).

Las construcciones del grupo C no requieren análisis por viento.

Según su respuesta a la acción del viento, las construcciones se clasifican en cuatro tipos principales:

Tipo 1.- Construcciones cuyo período fundamental de vibración es inferior a 0.7 seg.

Dentro de este tipo se consideran las casas, los edificios hasta de 7 pisos y generalmente aquellas construcciones cuya altura sea inferior a 21 m.

Tipo 2.- Construcciones sensibles a efectos dinámicos del viento, cuyo período fundamental se encuentre entre 0.7 y 2 seg. En general quedan en este edificios entre 8 y 20 pisos.

Tipo 3.- Construcciones también en períodos entre 0.7 y 2 seg. en las que se presenta la aparición periódica de vértices.

Se considerará dentro de este tipo torres y chimeneas.

Tipo 4.- Construcciones con período mayor de 2 seg. en las cuales se puede presentar inestabilidad aeroelástica. Generalmente corresponden - a este tipo edificios altos, mayores de 20 pisos.

Para el cálculo del período fundamental de una estructura puede seguirse el método que aparece en el artículo - X.10.VI de Análisis Sísmico.

IX.3 VELOCIDAD DE DISEÑO

IX.3.1 VELOCIDAD DE DISEÑO BASICA

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:

$V = K_1 K_2 V_o$

Donde :

K_1 = factor de topografía. Se tomará igual a 1.0 en terreno plano a 1.15 en promotorios, zonas del centro de ciudades y zonas residenciales o industriales.

K_2 = factor de recurrencia. Se tomará igual a 1 en construcciones del grupo B, a 1.15 en construcciones del grupo A.

V_o = velocidad regional en Km/h. Se tomará del mapa adjunto --- (Fig. IX.1), de acuerdo con la localización de la obra.

IX.3.2 VARIACION DE LA VELOCIDAD DE DISEÑO CON LA ALTURA

Para analizar construcciones altas se aceptará que la velocidad - de diseño a una altura z sobre el terreno, queda definida por:

$V_z = (0.1\ z)^{x} V$

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 tomará de la siguiente tabla:

TOPOGRAFIA	X	
	V<100Km/h	V>100Km/h
TERRENO PLANO	0.15	0.085
PROMONTORIOS	0.10	0.100
ZONAS ACCIDENTADAS CENTRO DE CIUDADES ZONA ARBOLADA	0.35	0.175

IX.4 EMPUJES ESTATICOS DE VIENTO EN ESTRUCTURA TIPO 1 .

La magnitud de las presiones estáticas se estimará media-

$p = NC V^2$

donde :

p = Presión en Kp/m^2

C = Coeficiente de empuje

N = Coeficiente de densidad del aire, igual a $0.005 \frac{\delta}{8}$

δ = Altura sobre el nivel del mar, en Km.

V = Velocidad de diseño, en Km/h

El coeficiente C será positivo cuando el viento empuje cor superficie y negativo cuando provoque succión. En el Art. dan valores de C para algunos casos comunes.

Las fuerzas resultantes se calcularán multiplicando la pre diseño por el área expuesta equivalente.

Por área expuesta equivalente se entiende:

a).- En superficies planas, el área total de la superficie.

b).- En techos en forma de dientes de sierra, la totalidad área del primer diente, y la mitad del área para cada uno d restantes.

c).- Para el cálculo de la succión vertical, la proyección zontal del techo de la construcción.

d).- En estructuras reticulares, del tipo de armaduras 20% área limitada por las aristas exteriores.

e).- En construcciones tipo torre de sección circular, la pr ción vertical de la sección transversal.

La posición de la resultante se supondrá coincidente con el tro de presiones. Para tomar en cuenta cambios en la direcci del viento, se aceptará además la existencia de una excentri accidental de acuerdo con los valores siguientes:

En dirección horizontal :

$e = \pm\ (0.3\ L^2/8H + 0.05\ L)$ Si $L/H < 2$

$e = \pm\ 0.125\ L$ Si $L/H > 2$

En dirección vertical:

$e = \pm\ 0.05\ L$

En donde L y H son longitud y la altura del área expuesta, se be considerar la combinación de signos que simultáneamente pr que la excentricidad accidental más desfavorable.

IX.5 VOLTEO

Para verificar la seguridad de las construcciones contra volt se analizará este efecto considerando simultáneamente la acci de cargas vivas que tiendan a incrementarlo; se revisará que t das las construcciones tengan como mínimo un factor de seguri de 1.5 por este concepto.

IX.6 COEFICIENTES DE EMPUJE

Para valuar los efectos de la presión exterior se usarán los coeficientes que se mencionan a continuación.

IX.6.1 PAREDES RECTANGULARES VERTICALES

Cuando el viento actúe perpendicularmente a la superficie expu ta, se tomará C = 0.75 en el lado de barlovento y C =-0.68 en tavento. Para analizar la estabilidad de paredes aisladas, com bardas, se sumarán los efectos de succión y presión, tomando e consideración los efectos de excentricidades accidentales.

IX.6.2 EDIFICIOS PRISMATICOS RECTANGULARES

En paredes de barlovento y sotavento se usarán los coeficientes de empuje señalados en IX.6.1 . En las paredes paralelas a la d rección del viento, así como en el techo, si este es horizontal se distinguirán tres zonas; en la primera, que se extiende desd la arista de barlovento hasta una distancia H 3, C =-1.75; en l segunda que abarca hasta 1.5 H desde la misma arista C = -1.00 y en el resto C = -0.40. En techos inclinados o cilíndricos se establecen las mismas zonas en cubierta con generatrices y aris tas paralelas a la dirección del viento.

IX.6.3 CUBIERTAS DE ARCO CIRCULAR

Cuando el viento actúe perpendicularmente a las generatrices de la cubierta, se distinguirán tres zonas: de barlovento, que se - extiende hasta el punto en que la tangente a la cubierta forma - un ángulo de 45° respecto a la horizontal; central, 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 cen - tral.

a).- En la zona de barlovento, si la flecha vertical del cilin - dro guarda una relación con el claro paralelo a la dirección del viento menor de 0.20, se usará C = -0.70 . Si la relación flecha a claro es mayor de 0.20, C = 4.25 (D/C)

TABLA IX-2

VALORES DEL COEFICIENTE DE EMPUJE "C" EN CUBIERTAS DE DOS AGUAS

ZONA	INCLINACION DEL TECHO (θ) CON RESPECTO A LA HORIZONTAL		
	θ < 15°	15° < θ < 65°	θ ≥ 65°
SUPERFICIE DE BARLOVENTO			
Zona de Barlovento	−1.75	−2.1 + 0.023θ ó 0.120θ	0.75
Zona Central	−1.00	−1.2 + 0.013θ ó 0.007θ	0.75
Zona de Sotavento	−0.40	−0.40	0.75
SUPERFICIE DE SOTAVENTO	−0.68	−0.68	−0.68

b).- En la zona central, C = −0.95 (D/B) − 0.71

c).- En la zona de sotavento, C = −0.55

IX.6.4 CUBIERTA EN DOS AGUAS

Cuando el viento actúe perpendicularmente a las aristas, se considerará en la superficie de barlovento la existencia de las tres zonas mencionadas en IX.6.2

Los coeficientes de empuje dependen de la inclinación del techo, Tabla IX-2.

IX.6.5 CUBIERTAS CON DOS AGUAS

Cuando el viento actúe perpendicularmente a las generatrices horizontales, y la cubierta esté en barlovento, se usarán los mismos coeficientes de empuje señalados en IX.6.4.

Si la cubierta es una superficie en sotavento y su inclinación excede 15°, se usará C = − 0.68. Si la inclinación es menor, se tratará como cubierta horizontal empleándose los coeficientes mencionados en IX.6.2.

IX.6.6 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 IX.6.5.

En los demás dientes, se considerará C= − 0.68.

IX.6.7 ESTRUCTURAS CILINDRICAS

Para estructuras cilíndricas en las cuales se intente 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 cilíndro.

A continuación se definen coeficientes de empuje para relaciones H/d iguales a 1.0, 1.7 y 25

a).- Cuando la superficie exterior esté lisa, siendo de metal, madera o concreto, C_1 = 0.45, C_7 = 0.5 y C_{25} = 0.55.

b).- Cuando la superficie presente rugosidad o barras cilíndricas contra vortices , C_1 = 0.7 , C_7 = 0.8 y C_{25} = 0.9.

c).- Cuando la superficie sea muy rugosa o con barras contra vórticas formadas por placas, C_1 = 0.8, C_7 = 1.0 y C_{25} = 1.2

d).- Cuando la sección transversal del cilindro sea poligonal, C_1 = 1.0, C_7 = 1.2 y C_{25} = 1.4

En los incisos anteriores, el subíndice de C indica el valor de la relación H/d para la cual fueron establecidos. Para valores intermedios de la relación H/d podrán interpolarse linealmente.

Cuando la estructura cilíndrica esté cubierta por una superficie esférica, en la cual el radio sea superior o igual a 1.5 d, se usará un coeficiente C =−1.00, aplicado al área expuesta horizontal, para valuar la succión total sobre la cubierta.

Para revisar la pared lateral de depósitos cilíndricos, se supondrá una distribución variable de presión a lo largo del perímetro y se usarán los coeficientes de empuje que aparecen en la siguiente tabla.

VIENTOS EN ESTRUCTURAS CILINDRICAS

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

El ángulo central se mide a partir del diámetro paralelo a la dirección del viento, y desde el extremo correspondiente a barlovento.

IX.6.8 TRABES Y ARMADURAS

En trabes y armaduras aisladas, se usará un coeficiente C = 2.0 Cuando alguna trabe o armadura se encuentra protegida en el lado de barlovento, el coeficiente de empuje puede reducirse hasta rx, siendo r = 0.1 en trabes de alma llena y 1.5 en armaduras; x es la relación entre la separación y el peralte de las trabes.

Para el diseño de estructuras continuas, se deberá analizar cada sección crítica, considerando que en cada claro actúa la acción del viento de manera independiente, usando entre 75 y 100 % del valor máximo para C, como condición alterna de diseño.

Para el diseño de armaduras se deberá considerar en adición al empuje en el sentido del viento, la acción transversal calculada mediante el empleo de los coeficientes C_L y C_T definidos en la tabla IX.4. Las fuerzas se estimarán mediante las expresiones:

$$F_L = C_L \; V^2 \; A$$

$$F_T = C_T \; V^2 \; A$$

Siendo A el área expuesta por el perfil que se analice.

IX.6.9 PRESIONES INTERIORES

Cuando el porcentaje de aberturas de la construcción sea mayor que 30%, se usarán coeficientes de empuje iguales a 0.8 ó − 0.6 adoptándose el valor más desfavorable de C, al combinarse con el efecto exterior del viento, para analizar la estabilidad de la estructura.

Cuando el porcentaje de aberturas sea nulo, se tomará C = ± 0.3, interpolándose linealmente, para porcentajes comprendidos entre 0 y 30%.

IX.7 EFECTOS DE TURBULENCIA EN ESTRUCTURAS TIPO 2

Los efectos estáticos y dinámicos debidos a la turbulencia del viento podrán tomarse en cuenta en construcciones tipo 2, si en-

la ecuación del Art. IX.4 la velocidad de diseño se toma igual a la especificada en IX.3 multiplicada por el factor de ráfaga igual a 1.3.

IX.8 EFECTO DE VORTICES ALTERNANTES EN ESTRUCTURAS TIPO 3

Para considerar este efecto, que generalmente se presenta en cilindros, se analizarán 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 el que provoque la condición más desfavorable en la estructura.

(a) $$F_1 = p \frac{C_k}{C} d \left(\text{Sen} \frac{2\pi}{T} t\right)$$

donde:

C = Coeficiente de empuje

C_k = Coeficiente que depende del valor de $V.d$

si $V\,d \geq 50$ $C_k = 0.2 + \frac{40}{v\,d}$ en sección circular

≥ 50 $C_k = 0.5 + \frac{50}{v\,d}$ en sección rectangular

≥ 50 $C_k = 1.0$

d = Diámetro de la sección transversal, en m, o ancho de la sección perpendicular al flujo, en secciones rectangulares

F_1 = Fuerza resultante por unidad de longitud a lo largo del eje de la estructura, en kg/m

p = Presión de diseño en kg/m^2

T = Período de la fuerza alternante, igual a 18 d/v para secciones circulares, 25 d/v para rectangulares.

(b) $$F_2 = 1.6\ p \frac{C_k}{C} (T/T_o)^2\ d\ \left(\text{Sen} \frac{2\pi}{T_o} t\right)$$

donde :

F_2 = Fuerza alternante por unidad de longitud, en sentido perpendicular a la dirección del viento, en kg/m.

T_o = Período fundamental de la estructura.

IX.9 USO DE BARRAS CONTRA VORTICES

En zonas donde se presenten altas velocidades de 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 superfice exterior de un cilindro, a lo largo de espirales que rodeen a esta superficie.

Los tubos tendrán un diámetro igual a la vigésima parte del diámetro de la estructura; y distarán entre sí 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, irán colocadas en espiral, formando sectores de 120°

Al emplear barras contra vórtices en una construcción cilíndrica se debe considerar la modificación del coeficiente de empuje que se menciona en IX.6.7

IX.10 INESTABILIDAD AEROELASTICA EN ESTRUCTURAS TIPO 4

Para diseñar las construcciones del tipo 4 se adoptarán los criterios publicados, que tomen en consideración la turbulencia y los efectos de inestabilidad aeroelástica, presentando a la Dirección, estudios especiales que justifiquen la estabilidad de las construcciones de este tipo.

IX.11 ANALISIS ESTRUCTURAL

IX.11.1 METODO GENERAL

En estructuras en que las fuerzas laterales debidas al viento son resistidas por marcos y/o muros, esta fuerza supuesta aplicada 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.

IX.11.2 METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS

En las estructuras del tipo de muros cargadores que satisfacen los requisitos establecidos en el capítulo 3 para las estructuras del tipo V, se seguirá el método simplificado de análisis que se propone en X-9 de este Reglamento sustituyendo las fuerzas sísmicas por las fuerzas de viento.

TABLA IX-4

PERFIL	C_L	C_T
C_T ↑ ■ → C_L	2.03	0
	1.96 2.01	0
	2.04	0
	1.81	0
	2.00	0.30
	1.85	2.07
	1.99	−0.09
	1.62	−0.48
	2.01	0
	1.99	−1.19
	2.19	0

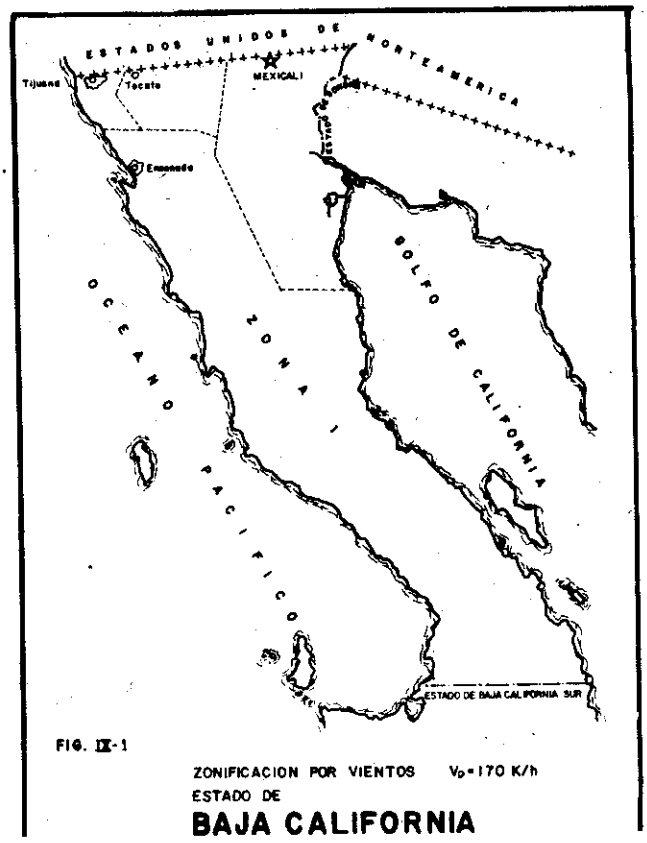


FIG. IX-1

ZONIFICACION POR VIENTOS V_D=170 K/h

ESTADO DE

BAJA CALIFORNIA

Capitulo X ANALISIS SISMICO

X.1 Tipo de suelo.

Se considerarán los siguientes tipos de terreno atendiendo a su rigidez:

Tipo I.- Terreno firme, tal como tepetate, arenisca medianamente cementada, arcilla muy compacta.

Tipo II.- Suelo de baja rigidez, tal como arenas no cementadas o limos, de mediana o alta compacidad, arcillas de mediana compacidad.

Tipo III.- Arcillas blandas muy compresibles.

Los coeficientes de diseño sísmico para cada uno de estos tres tipos de terreno se especifican en X.5 y X.10.

Mediante el desarrollo de estudios especiales, cualquier terreno de tipo III se podrá clasificar como alguno de los dos primeros, si se satisfacen las siguientes condiciones:

a).- Se localizará el nivel del terreno firme, bajo el cual todos los suelos tengan módulos de rigidez mayores que 5×10^4 Ton/m^2, 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 trasmitan a la construcción se calculará la suma $\sum Hi \sqrt{\gamma i/Gi}$ donde

Hi = espesor del i - ésimo estrato, en m.
γi = su peso volumétrico en Ton/m^3.
Gi = módulo de rigidez en Ton/m^2.

Si la suma $\sum Hi \sqrt{\gamma i/Gi}$ es menor de 0.20, el terreno se considerará firme, del tipo I.

Si la suma $\sum Hi \sqrt{\gamma i/Gi}$ es mayor que 0.20 y menor que 0.45 el terreno se considerará de baja rigidez, del tipo II.

X.1 A falta de información más precisa, para la aplicación del criterio anterior puede tomarse para γi el valor de 1.5 Ton/m3 y los valores de Gi pueden estimarse como Gi = 0.35 Ei; en que Ei es la pendiente inicial de la curva esfuerzo- deformación de una prueba de compresión simple.

Para esta clasificación se tomarán en cuenta todos los suelos que se encuentren debajo del nivel en que las aceleraciones horizontales se trasmiten a la construcción, por ejemplo en el caso de un cajón de cimentación este nivel correspondería al desplante de la losa inferior.

X.2 CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU DESTINO

Las estructuras 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, casa para habitación privada, hoteles, edificios de apartamientos 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 este grupo o del A.

Grupo C.-Estructuras cuya falla por sismo implicaría un costo pequeño y no pueda normalmente causar daños a construcciones de los dós 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.

X.3 CLASIFICACION DE LAS CONSTRUCCIONES SEGUN SU ESTRUCTURACION

Se pueden distinguir los siguientes tipos de estructuraciones:

Tipo I, Dentro de este tipo, 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; para todos los entrepisos y en la dirección del análisis de RN/(1+RN) es mayor que 0.1 en que RN es la relación de la suma de rigideces relativas (I/L, momento de inercia entre claro) de las trabes de ca

b).- Estructuras en que las fuerzas laterales son resistidas por marcos contraventeados entre cuyas trabes y columnas existe continuidad a 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 el determinar este valor se tomará como base únicamente el ancho de la crujía o crujías contraventeadas).

c).- Estructuras en que el 75% o más de su masa se halle en el extremo superior y que tienen un solo elemento resistente en la dirección de análisis (se incluyen dentro de 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 RN/(1 + RN) es menor que 0.1

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.

d).-Estructura 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 aquellas que no puedan incluirse dentro de los tipos anteriores o que estan sujetos a efectos adicionales como son los muros de retención y los tanques

X.- En este Reglamento se presentan tres métodos de análisis sísmico

El método simplificado descrito en el artículo X.9, el método estático del artículo X.10 y el método dinámico del artículo X.17. En cada uno de esos artículos se fijan las limitaciones para su aplicación.

X.5 COEFICIENTE SISMICO

Se entiende por coeficiente sísmico, c, al cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la estructura sin reducir por ductibilidad y el peso "W" de la misma sobre dicho nivel.

Para el cálculo de "W" se tomarán las cargas muertas y vivas que se especifican en el capítulo II.

Para el método estático de análisis sísmico de las construcciones tratado en X.10 se emplearán los coeficientes sísmicos que se indican en la tabla X.1 de acuerdo con la zona sísmica y el tipo de terreno.

Para el grupo A, se multiplicarán los valores obtenidos

Para el grupo B, por 1.30

El grupo C no requiere ser analizado por sismo.

X.6 - FACTOR DE REDUCCION "Q" ATENDIENDO AL TIPO DE ESTRUCTURA Y SU DUCTILIDAD.

Para fines de cálculo de fuerzas internas en la estructura el producto cW se dividirá entre el factor "Q" que se especifica en la tabla siguiente.

Para el cálculo de deformaciones se usará el valor cW sin reducción.

El factor "Q" podra diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sea la clasificación y ductilidad 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 siguiente se sustituirán por la expresión $(Q_y + y_s) / (y + y_s)$, donde y es el desplazamiento del centro de gravedad de la estructura, calculado sin tener en cuenta las deformaciones locales del terreno y y_s el desplazamiento del centro de gravedad de la estructura, que producen las deformaciones locales del terreno. Para calcular y_s puede suponerse que la rigidez angular del terreno está dada por la siguiente expresión:

$$K_y = \frac{G}{1 - \nu} \beta c d^2$$

donde:

G = es el módulo de rigidez del suelo de desplante obtenido como se indica en X.1.
ν = La relación de poisson, aproximadamente igual a 0.4
c = la dimensión de la base en la dirección paralela al eje de rotación
d la dimensión de la base en la dirección perpendicular al eje de rotación
β = una función igual a 0.4 + 0.1 d/c

TABLA X-1

VALORES DE C, PARA EL GRUPO B DE EDIFICACIONES; T_1, T_2 PARA DISTINTAS ZONAS SISMICAS DEL ESTADO

ZONA SISMICA	TIPO DE SUELO	C	T_1	T_2
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	0.30	0.6	1.2
	III	0.36	0.8	2.2

Caso	Tipo de estructura.	REQUISITOS	Factor de reducción "Q".
1	I	La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero en zona de fluencia definida que cumpla con las siguientes condiciones: a).- Las vigas y columnas deberán satisfacer los requisitos de las secciones compactas del capítulo -- VII. 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 en tal forma que no impidan la deformación de esta.	6
2	I y II	La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero que no cumpla 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% 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.	4
3	I y II	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada cuando menos en un entrepiso por marcos de madera, acero o de concreto reforzado, contraventeadas o no rigirizados con muros o no, que no cumplan con los requisitos del caso 2. O bien, la resistencia a -- fuerzas laterales está dada por muros de mamposteria de piezas macizas confinadas por castillos y dalas o losas, o por columnas y trabes de concreto reforzado o de acero. Estos muros y sus confinamientos cumplirán con las restricciones establecidas en el capítulo V .	2
4	II	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por lo menos parcialmente por muros de mampostería de piezas huecas confinadas por castillos y dalas o losas, o por columnas y trabes de concreto. Las piezas huecas y los confinamientos cumplen con los requisitos del capítulo X.	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 capítulo X.	1.0

T_1 y T_2 están en segundos. En el artículo X.10 se explica como emplearlos.

En la figura X.1 se indican las zonas sísmicas del estado.

X.7 Criterio de análisis.

I).- Toda estructura que haya de diseñarse por sismo se analizará suponiendo que de manera independiente actúan 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 sonmas débiles en direcciones oblicuas que según los ejes de análisis, se revisará la resistencia en aquellas direcciones.

II).- Las fuerzas cortantes que motiven 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.

III).- Se supondrá que no obran tensiones entre la subestructura y el terreno, debiéndose satisfacer el equilibrio de las fuerzas y momentos totales calculados.

Se revisará el factor de seguridad de la cimentación.

Si existen elementos, tales como pilotes o pilas, capaces de tomar tensiones, se les prestará atención en el análisis.

IV).- En el diseño de marcos que contengan tableros de mampostería que formen parte integrante de la estructura, se supondrá que las fuerzas cortantes que obran en ellos 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 mampostería no exceda del valor permisible. De excederse éste será necesario añadir contravientos y en todos los casos debe vigilarse la estabilidad del marco y proporcionarle los anclajes necesarios en la cimentación.

V).- 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.

VI).- Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales, incluyendo las de las losas de piso, sean compatibles -- entre sí. Se revisará que todos los elementos estructurales, incluso las losas, sean capaces de resistir los esfuerzos inducidos

VII).- 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 estas tengan efectos significativos en la respuesta. Las fuerzas internas causadas por estas últimas acciones no podrán reducirse por conceptos de ductilidad.

VIII).- En estructuras metálicas revestidas de concreto reforzado será factible considerar la acción combinada de estos materiales en el cálculo de esfuerzos y rigideces, debiendose asegurar el -- trabajo combinado de las acciones compuestas.

IX).- En el caso de estructuras especiales que deban analizarse por métodos más refinados por quedar fuera de las limitaciones -- que se fijan mas adelante se aplicarán procedimientos que deban ser aprobados por la Dirección.

9 METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS

Es aplicable el método simplificado de análisis cuando se cumplan los siguientes requisitos simultaneamente:

I.-En cada planta, al menos 75% de las cargas verticales es soportado por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macizas o de mampostería de piezas huecas que satisfagan las limitaciones establecidas en el capítulo X.

II.-En cada nivel existen al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que forman entre sí un ángulo no mayor de 20 grados estando cada muro ligado por losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50% de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.

III.-La relación de largo a 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 de largo a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio de este artículo.

IV.- La relación de altura a dimensión mínima de la base del edificio no exceda de 1.5, y la altura del edificio no es mayor de 11 m.

En este método no será necesario el cálculo de rigideces para distribuir las fuerzas cortantes, ni el cálculo de torsiones y momentos de volteo y 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 artículo X.10.1, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se indican en la tabla X.2 de acuerdo con la zona sísmica y tipo de terreno.

En este cálculo, tratandose 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 X.2) se incrementarán estos coeficientes un 30%.

Para muros de tabique hueco confinados, multiplíquense los coeficientes por 1.33 y para muros de adobe o de mampostería sin confinar, por 2 .

Las zonas sísmicas del Estado aparecen en el plano anexo. (fig.X.1)

X.10 METODO ESTATICO DE ANALISIS

X.10.1 APLICACION

Este método es aplicable a estructuras que no cumplan con las limitaciones impuestas en el artículo X.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 (X.17).

X.10.2 DESCRIPCION

I.-Para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de una estructura, se supondrá la combinación de los dos 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 X.1 .

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 X.3, en la que x 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 impiden los desplazamientos verticales y los giros de los extremos de las trabes, a la deflexión horizontal que se obtiene en el mismo punto, bajo la misma condición de carga, cuando se tiene en cuenta todas las deformaciones significativas.

II.- El cálculo de los desplazamientos relativos se hará con los coeficientes del artículo X.5 sin reducir por ductilidad.

III.-La estabilidad de tanques que se hallen sobre las estructuras 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 aceleración no menor que el doble de la que resulte de la aplicación de I), ni menor que la aceleración de la gravedad multiplicadas por (0.05+0.5c). Se incluyen en este requisito los parapetos, pretiles, anuncios, ornamentos, ventanales, muros revestidos y su anclaje y otros apéndices.

IV.- 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, mas el momento provocado por las aceleraciones verticales que se describen en el inciso VI.

V.- En caso de no haber simetría en las rigideces, materiales o tipos de elementos resistentes, se calculará la excentricidad de la fuerza de 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 el nivel. La excentricidad de diseño se tomará como se describe a continuación:

a).-2.00 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.

b).-El valor calculado de la excentricidad menos la excentricidad accidental, para el diseño de los miembros estructurales en que los efectos de torsión calculada y de cortante directo difieran en signo.

Además en ningún caso se tomará la excentricidad de diseño menor que la mitad de la máxima excentricidad de diseño de los niveles que se hallan abajo del que se analiza ni se tomará la torsión de diseño de entrepiso menor que la mitad de la máxima torsión de diseño calculada para los entrepisos que se hallan arriba del que se analiza.

c).-En ningún caso se tomará una excentricidad de diseño menor que la mitad de la máxima excentricidad de diseño de los niveles que se hayan abajo del que se analiza ni se tomará la torsión de entrepiso menor que la mitad de la máxima torsión de diseño calculada para los entrepisos que se hallan arriba del que se analiza.

TABLA X-2

COEFICIENTES SISMICOS REDUCIDOS, GRUPO B DE EDIFICACIONES ESTRUCTURAS TIPO V CON MARCOS DE TABIQUE MACIZO CONFINADO

ZONA SISMICA	TERRENO	ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
		MENOR DE 4 m.	ENTRE 4 Y 7 m.	ENTRE 7 Y 11 m
B	I	0.05	0.06	0.06
	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

Para muros de tabique hueco confinados, multiplíquense los coeficientes por 1.5 y para muros de adobe o de mampostería sin confinar por 2.

TABLA X-3

FUERZA CONCENTRADA EN EL EXTREMO SUPERIOR

ESTRUCTURACION	Z	FUERZA
I excepto péndulos invertidos		0.05 cW
II	z = 0 0 < z < 1 z = 1	0.38 cW (0.05 + 1/(3 + 200 z)) cW 0.05 cW
Solamente los péndulos invertidos (del tipo I)		0.38

VI.- En el análisis de toda estructura en 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 50% o más de su masa se halla en el extremo superior y tienen un solo elemento resistente en la dirección de análisis), de 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.

VII.-Se pueden hacer reducciones importantes de los coeficientes sísmicos c que se emplean en Ia y Ib de este artículo, substituyendo c por el valor de c', obtenido como sigue:

$c' = \alpha + (c - \alpha)\, T/T_1$ si T es menor que T_1

$c' = c$ si T está entre T_1 y T_2

$c' = c\,(T_2/T)$ si T excede de T_2

El valor de "α" adopta los valores que se indican a continuación según la zona sísmica del Estado.

Zona B $\alpha = 0.08$, Zona C $\alpha = 0.12$

T es el valor más desfavorable del período fundamental de vibración calculado como se indica en el inciso VII de este Artículo.

T_1 y T_2 aparecen en la tabla X.1 de acuerdo con la zona y tipo de terreno

VIII.-El período fundamental, T en la dirección considerada se puede obtener con la expresión:

$$\frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{g\sum_{i=1}^{n} F_i X_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i X_i^2}}$$

en donde:

F_i = Fuerza de inercia al nivel i calculada como se indica en X.10.1.
W_i = Peso del nivel i (ton)
n = Número de niveles.
X_i = Desplazamiento del nivel i (cm) debido a la fuerza F_i
g = Aceleración de la gravedad (cm/seg.^{2})

Se supondrá que el período natural de vibración puede exceder del calculado hasta en 33% o ser inferior hasta en 25% y se adoptará el valor más desfavorable en el intervalo.

X.11 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

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 están ligados a ella en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En este caso no será necesario limitar los desplazamientos laterales sísmicos salvo para evitar choques entre estructuras contiguas.

En cálculo de los desplazamientos se tomará en cuenta la rigidez de todo elemento que forme parte integrante de la estructura.

X.12 PRECAUCIONES CONTRA ROTURA DE VIDRIOS

En fachadas tanto interiores como exteriores, los vidrios de ventanas se colocarán en los marcos de estas dejando en todo alrededor de cada panel una holgura por lo menos igual a la mitad del desplazamiento horizontal relativa 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 de que se trate. Podrá omitirse esta precaución cuando los marcos de las ventanas estén ligados a la estructura del tal manera que las deformaciones de ésta no les afecten.

X.13 PREVENCION CONTRA CHOQUES CON ESTRUCTURAS ADYACENTES

Toda nueva construcción debe separarse de sus linderos con los predios vecinos un mínimo de 3 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.

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.

X.14 MUROS DE RETENCION

Los empujes que los rellenos ejercen sobre 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 deslizamiento 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 Dirección.

X.15 TANQUES

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 su estructura de soporte se adoptarán los valores de Q correspondientes a las estructuras 1 ó 2 y los criterios de análisis estático del artículo X.10

X.16 ESTRUCTURAS DAÑADAS

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 los especificados en este Reglamento, salvo cuando la Dirección apruebe que se apliquen otras disposiciones.

Si se repara la construcción contraviniendo este artículo, la Dirección podrá ordenar que se demuela la obra de reparación.

X.17 ANALISIS DINAMICO

En edificios de más de 60 pisos o en estructuras del tipo III, se emplearán métodos de análisis dinámico que sean aceptados por la Dirección.

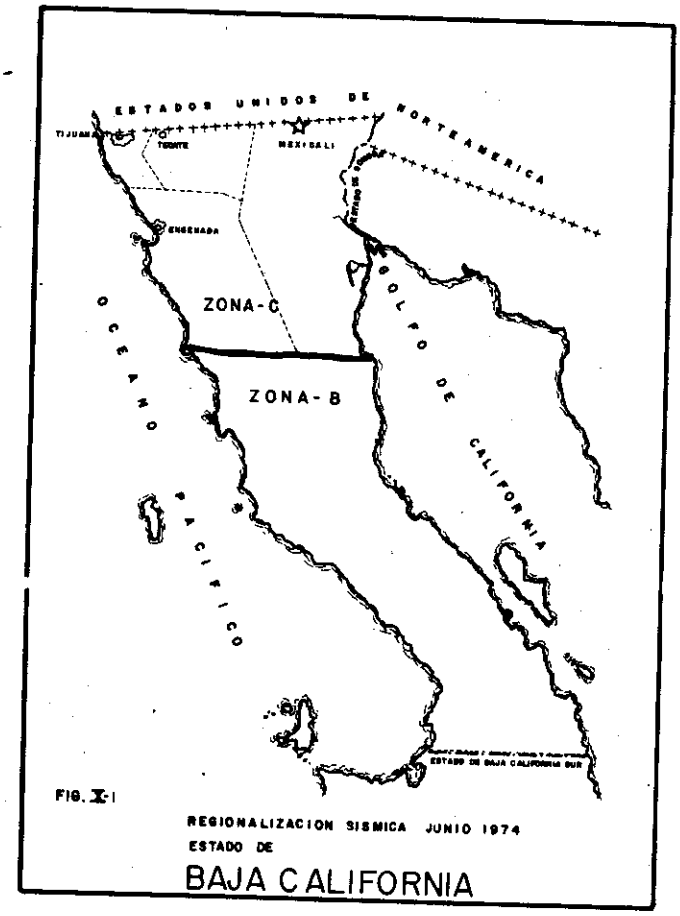


FIG. X-1

REGIONALIZACION SISMICA JUNIO 1974
ESTADO DE
BAJA CALIFORNIA

T R A N S I T O R I O S :

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 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.

DADO 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 VERALTA

EL SECRETARIO DE OBS. Y SERVS. PUBS. DEL ESTADO

ING. JOSE ANTONIO SANCHEZ HERNANDEZ.

TRABAJO Y JUSTICIA
SOCIAL