

**Ministerio de Transporte e Infraestructura
MTI**

**Reglamento Nacional de Construcción
RNC - 07**

**Dirección General de Normas de Construcción
y Desarrollo Urbano**

Managua, Nicaragua, Marzo 2007



Ministerio de Transporte e Infraestructura
MTI

RESOLUCION MINISTERIAL N° 01-2007

El Ministerio de Transporte e Infraestructura, en uso de las facultades que le confiere el Artículo 25, inciso g) de la **Ley 290 "Ley de Organización, Competencia y Procedimientos del Poder Ejecutivo"**, publicado en La Gaceta Diario Oficial No. 102, del 03 de Junio de 1998, **su Reglamento Decreto No. 71-98**; publicado en La Gaceta Diario Oficial No 205 y 206, del 30 y 31 de Octubre de 1998 y Artículos 224, numeral 4, 225, numeral 4, de sus **Reformas e Incorporaciones Decreto N° 25-2006 "Reformas y Adiciones al Decreto N° 71-98, Reglamento de la Ley N° 290, Ley de Organización, Competencia y Procedimientos del Poder Ejecutivo"**, publicado en La Gaceta, Diario Oficial n° 91 y 92 de los días 11 y 12 de Mayo del 2006.

CONSIDERANDO:

I

Que las edificaciones que se construyan en el territorio de la República de Nicaragua deben de soportar las fuerzas sísmicas y eólicas, así como otras fuerzas provocadas por efectos de la naturaleza y por la acción del hombre.

II

Que para todo el territorio de la República de Nicaragua se requieren especificaciones técnicas para la construcción de edificios que aseguren un buen comportamiento estructural, especialmente cuando se encuentran sometidos a fuerzas de sísmicas y eólicas.

III

Que el Reglamento Nacional de Construcción en vigencia, publicado en La Gaceta, Diario Oficial Números 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186 y 187 con fechas 8, 9, 11, 12, 13, 15, 16 y 17 de Agosto de 1983, respectivamente, establece en su artículo 4°: **"Este Reglamento podrá ser revisado cuando sea necesario a fin de incorporar los últimos avances de la ingeniería sísmica estructural y de suelos"**.

IV

Que después de 24 años de promulgado el Reglamento vigente y dado el avance de la ingeniería sismorresistente, así como de nuevos métodos de diseño estructural, de nueva información geofísica, geotecnia y de vientos, es necesaria su actualización.

V

Siendo que según el mismo Reglamento establece, en el artículo 1, como su Objeto: **"Estas Normas Reglamentarias establecen los requerimientos aplicables a diseño y construcción de nuevas edificaciones, así como a la reparación y refuerzo de las ya existentes que lo requieran, con el objeto de: a) Evitar las pérdida de vidas y disminuir la posibilidad de daños físicos a personas; (...)"**, y




I



Ministerio de Transporte e Infraestructura
MTI

teniendo en cuenta que los costos de construcción y de mantenimiento deben de ser razonables con relación al comportamiento antisísmico aceptable y vientos huracanados de tal forma que la vida útil proyectada sea alcanzada y por lo tanto la inversión realizada cumpla con el objetivo propuesto, tanto para el dueño o inversor, el constructor y el usuario.

VI

Que el Ministerio de Transporte e Infraestructura, a través de la Dirección General de Normas de Construcción y Desarrollo Urbano, ha actualizado el Reglamento de Construcción, principalmente el Título "**Requisitos Generales de Diseño y Construcción**" el cual fue armonizado con todo el Reglamento, el cual se denomina **RNC-07**.

ACUERDA

PRIMERO: Declarase en vigencia en todo el territorio nacional "**El Reglamento Nacional de Construcción**" que se denomina **RNC-07**.

SEGUNDO: La presente Resolución entrará en vigencia ciento ochenta días después de su publicación en "La Gaceta", Diario Oficial.

Notifíquese.-

Dado en la ciudad de Managua, a las diez de la mañana del día once de Enero del año dos mil siete.


PABLO FERNANDO MARTINEZ ESPINOZA
MINISTRO



Esta Resolución Ministerial No. 01-2007 fue publicada en La Gaceta Diario Oficial No. 45 del cinco de marzo del año dos mil siete.



Gobierno de Reconciliación
y Unidad Nacional

El Pueblo, Presidente!

PRESENTACIÓN

EL MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA, se complace en presentar al pueblo de Nicaragua en general, especialmente a la Comunidad Académica y al Sector de Infraestructura y Construcción, el presente **“REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIÓN RNC-07”**, que nace como una iniciativa de la Dirección General de Normas de Construcción y Desarrollo Urbano del MTI y se logra concretar con el apoyo de la Comisión de Trabajo Sectorial de Infraestructura del Sistema Nacional para la Prevención, Mitigación y Atención de Desastres (SINAPRED), en el marco del Proyecto “Reducción de la Vulnerabilidad ante Desastres Naturales en Nicaragua”, financiado por el crédito AIF-3487-NI- del Banco Mundial.

El Reglamento Nacional de Construcción que promulgó el antiguo Ministerio de la Vivienda y Asentamientos Humanos en el año de 1983, sirvió de base y referencia para este logro: El RCN-07, cuya armonización fue acompañada de un intenso y amplio proceso de consultas con la comunidad de ingenieros y arquitectos, así como de universidades, asociaciones gremiales e instituciones públicas y privadas dedicadas al diseño y construcción de estructuras. Se efectuaron siete presentaciones técnicas especializadas donde participaron más de ciento cincuenta ingenieros civiles y arquitectos, cuyos valiosos aportes están considerados e incorporados en este documento.

El Reglamento Nacional de Construcción consta de 149 Artículos agrupados en 26 Capítulos y 9 Títulos Principales que incluyen: I- Disposiciones Generales, II- Normas Mínimas para determinar Cargas debidas a Sismos, III- Disposiciones Diversas, IV- Normas Mínimas para determinar Cargas debidas a Vientos, V- Normas Mínimas de Diseño Generales para Mampostería, VI- Normas Mínimas Generales para Madera, VII- Normas Mínimas para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, VIII- Normas Mínimas de Concreto Reforzado, IX- Normas Técnicas para realizar Estudios de Micro zonificación Sísmica. Complementan este Reglamento 4 Anexos, los cuales incluyen: A- Tablas de Cargas Muertas Mínimas, B- Factores Q según el Tipo de Sistema Estructural, C- Isotacas de Viento e Isoaceleraciones y D- Ejemplos de Aplicación.

El Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) agradece a la Secretaría Ejecutiva del SINAPRED, a las instituciones y a los profesionales por su colaboración y aportes en la actualización de este reglamento de singular importancia para la sociedad nicaragüense, el cual será un instrumento decisivo en la GESTIÓN DE RIESGOS A DESASTRES y por ende, la Reducción de la Vulnerabilidad y la Prevención de los mismos.


PABLO FERNANDO MARTINEZ ESPINOZA
MINISTRO



Ministerio de Transporte e Infraestructura,
Frente Estadio Nacional, Contiguo a Cuerpo de Bomberos
Tel: 228-3698 / 228-2061 - Fax: 228-2060

CREDITOS

INSTITUCIONES	ALCALDIAS MUNICIPALES	
AMUNIC	ALCALDÍA DE MANAGUA (ALMA)	NANDAIME
ANGPA	ALTAGRACIA	NINDIRÍ
ANIA	BELÉN	NIQUINOHOMO
CADUR	BLUEFIELDS	NUEVA GUINEA
CARITAS	BUENOS AIRES	OCOTAL
CECONSA	CAMOAPA	POSOLTEGA
CIAC	CATARINA	POTOSÍ
CIN	CIUDAD DARÍO	PUEBLO NUEVO
CNC	CORINTO	QUEZALGUAQUE
CONSULTORES PRIVADOS	CUAPA (SAN FCO. DE CUAPA)	RIVAS
CORASCO	CHINANDEGA	SAN ISIDRO
COSUDE	DIRIÁ	SAN JORGE
ESCOSA	DIRIAMBÁ	SAN JUAN DE LIMAY
FOMAV	DIRIOMO	SAN JUAN DEL SUR
FUNDEC	DOLORES	SAN JUAN DE ORIENTE
IDISA	EL AYOTE	SAN LORENZO
INE	EL CORAL	SAN LUCAS
INETER	EL JÍCARO	SAN MARCOS
INIFOM	EL TORTUGUERO	SAN NICOLÁS
INNICSA	ESQUIPULAS	SAN RAFAEL DEL NORTE
INVUR	ESTELÍ	SAN RAMÓN
LAMSA	GRANADA	SANTA LUCÍA
LLANSA	JINOTEPE	SANTO DOMINGO
MARENA	JUIGALPA	SANTO TOMÁS
MECD	LA CONCEPCIÓN	SÉBACO
MINSA	LA CONQUISTA	SOMOTO
MTI	LA CRUZ DEL RÍO GRANDE	SANTA TERESA
OPS	LA LIBERTAD	TELICA
SEMCO	LA PAZ CENTRO	TISMA
SE-SINAPRED	LA TRINIDAD	TOLA
SINERGIA	LAGUNA DE PERLAS	VILLA SANDINO
UNIVERSIDADES	LEÓN	YALÍ
BICU	MALPAISILLO	ESTUDIANTES
UAM	MASATEPE	UCC
UCA	MASAYA	UNAN - MANAGUA
UCC	MATAGALPA	UNICA
UNAN-LEÓN	MOYOGALPA	UNI - IES
UNAN - MANAGUA	MUELLE DE BUEYES	UNI - RUPAP
UNI	NAGAROTE	UNI - RUSB
UNICA		

TITULO I

DISPOSICIONES GENERALES

Capítulo I

Generalidades y Definiciones

Art. 1. Objeto:

Estas Normas Reglamentarias establecen los requerimientos aplicables al diseño y construcción de nuevas edificaciones, así como a la reparación y refuerzo de las ya existentes que lo requieran, con el objeto de:

- a) Evitar la pérdida de vidas y disminuir la posibilidad de daños físicos a personas.
- b) Resistir sismos menores sin daños
- c) Resistir sismos moderados con daños estructurales leves y daños no estructurales moderados.
- d) Evitar el colapso por efectos de sismo de gran intensidad, disminuyendo los daños a niveles económicamente admisibles.
- e) Resistir, efectos de vientos y otras acciones accidentales sin daños.

Art. 2. Corresponde a los gobiernos municipales que en lo adelante se denominarán alcaldías, la aplicación de las Normas aquí contenidas las que regirán en el territorio Nacional.

Art. 3. Los proyectos presentados ante las alcaldías para obtener la autorización que establecen los reglamentos de permiso de Construcción de los diferentes planes reguladores deberán cumplir las presentes disposiciones.

Arto. 4. Este Reglamento podrá ser revisado cuando sea necesario a fin de incorporar los últimos avances de la ingeniería sísmica estructural y de suelos.

Arto. 5. Se aprueban e incorporan las Tablas y Figuras que contiene el presente Reglamento, siendo las siguientes:

A) Resumen de Tablas

Tabla 1. Cargas vivas unitarias mínimas (kg/m²). (Art.10)

Tabla 2. Factores de amplificación por tipo de suelo, S. (Art.25)

Tabla 3. Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, C_R , correspondientes a estructuras del grupo B y C (Art.31)

Tabla 4. Distorsiones máximas permitidas.(Art.34)

Tabla 5. Velocidades regionales, V_R , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s.(Art.50)

Tabla 6. Rugosidad del terreno, α y δ .(Art.51)

Tabla 7. Factor F_{TR} (Factor de topografía y rugosidad del terreno).(Art.53)

Tabla 8. Coeficientes C_p para construcciones cerradas.(Art.54)

Tabla 9. Factores de presión para cubiertas de arco. (Art.54)

Tabla 10. Viento normal al anuncio o muro. (Art.54)

Tabla 14. Coeficientes de presión para el método- simplificado. (Art.57)

Tabla 15. Factores de presión para elementos de recubrimiento en edificios con altura, H, mayor o igual a 20m. (Art.58)

Tabla 16. Factores de presión para elementos de recubrimiento en edificios cuya altura es menor a 20 m. (Art.58)

Tabla 17. Factores de presión para elementos de recubrimiento en cubiertas de arco. (Art.58)

- Tabla 18. El esfuerzo unitario para especies de madera típica. (Art.82)
- Tabla 19. y Tabla 19-A. Cortantes permisibles para diafragmas forrados de madera. (Art.93)
- Tabla 20. Cortantes permisibles por clavo para diafragmas con forro de madera contrachapada.(Art.93)
- Tabla 21. Cortante permisible en kgs. Por metro para diafragmas horizontales de madera contrachapada debido a cargas de viento y de sismo. (Art.93)
- Tabla 22. Relaciones máximas en Diafragma Horizontal y Diafragma Vertical.(Art.93)
- Tabla 23. Distancia entre los clavos y los bordes o extremos de los elementos y el espaciamiento entre ellos.(Art.94)
- Tabla 24. Uniones Empernadas.(Art.94)
- Tabla 25. Tamaño y cantidad mínima de clavos a usarse en la unión de diversos elementos. (Art.94)
- Tabla 26. Diámetro del doblado.(Art. 119)
- Tabla 27. Diámetro del doblado interior para estribos.(Art.119)
- Tabla 28. Protección de Concreto no Presforzado para el Refuerzo. (Art.120)
- Tabla 29. Traslapos de alambres y varillas corrugadas sujetos a tensión. (Art.123)
- Tabla 30. Factor de la longitud de desarrollo l_d , en tensión. (Art.125)
- Tabla 31. Factor de la longitud de desarrollo l_d , en compresión (Art.125)
- Tabla 32. Contenido del aire % . (Art.132)
- Tabla 33. Revenimiento en cm. (Art.132)
- Tabla 34. Relación agua/cemento máxima permisible para concreto cuando no existan datos de resistencia de mezclas de prueba o de experiencia de campo. (Art.132)

A) Resumen de Figuras

- Figura 1. Diafragma Flexible. (Art.7)
- Figura 2. Mapa de zonificación sísmica de Nicaragua. (Art.24)
- Figura 3. Espectro De Diseño Para Nicaragua. (Art.27)
- Figura 4. Fuerzas laterales. (Art.32)
- Figura 5. Péndulos Invertidos. (Art.32)
- Figura 6. Rugosidad del Terreno. (Art.50)
- Figura 7. Zonificación eólica de Nicaragua para Análisis por viento. (Art.50)
- Figura 8. Formas topográficas locales. (Art.53)
- Figura 9. Dimensiones de muros y anuncios en dirección del viento. (Art.54)
- Figura 10. Acción sobre paredes aisladas o anuncios. (Art.54)
- Figura 11. Vigas rebajadas en la cara a tensión. (Art.82)
- Figura 12. Vigas rebajadas en la cara a compresión. (Art.82)
- Figura 13. Uniones Excéntricas y de vigas soportadas por sujetadores. (Art.83)
- Figura 14. Compresión Perpendicular al grano. (Art.84)
- Figura 15. Diafragma Horizontales de Plywood. (Art.93)
- Figura 16. Detalle de Uniones. (Art.94)
- Figura 17. Doblado y diámetro mínimo de doblado. (Art.119)

Arto. 6. Disposición General

Todas las construcciones deberán poseer un sistema estructural capaz de resistir las cargas aquí especificadas, manteniéndose dentro de los límites indicados; tanto en esfuerzo como en deformaciones, para ello, el presente Reglamento establece para el cálculo de las solicitaciones sísmicas en edificios, tres métodos, dos estáticos y uno dinámico; asumiendo que las fuerzas sísmicas horizontales actúan independientemente según dos direcciones principales de la estructura, excepto lo especificado en el Art. 27; y que la acción de las fuerzas sísmicas y de viento no necesitan considerarse simultáneamente .

Arto. 7. Definiciones

Cada símbolo empleado en el presente Reglamento se definirá donde se emplee por primera vez, para efectos de éste, se establecen las siguientes definiciones.

a) Unidades:

En todo el documento se empleará el sistema métrico decimal.

b) Acciones de diseño:

Se llama acciones ó fuerzas de diseño a todas aquellas perturbaciones que afectan a la estructura y que generan en ella un sistema de fuerzas internas (fuerza axial, cortante, momento flexionante y momento torsionante para mantener el equilibrio y estabilidad de la estructura.

c) Distorsión de entrepiso:

Se conoce como distorsión de entrepiso o deriva al cociente entre la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso.

d) Sistema estructural:

Toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación. Debe contar además con una cimentación que garantice la correcta transmisión de dichas fuerzas al subsuelo.

e) Estados límite:

Un estado límite está definido por una combinación de fuerzas, desplazamiento o niveles de fatiga, que determinan el inicio de un comportamiento inaceptable de la estructura. Para efectos de diseño estructural, se deben considerar, como mínimo, dos estados límite: el estado límite de falla, y el estado límite de servicio.

Se considera como estado límite de falla al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o cualquiera de sus componentes, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. Esto se refiere, en general, a que se alcance, en las secciones críticas de los elementos estructurales, la capacidad ante carga axial, flexión, cortante, torsión, o combinaciones de estas fuerzas internas.

En el estado límite de falla se deberá garantizar que:

1. La resistencia de las secciones críticas de la estructura es mayor que las acciones de diseño obtenidas de las combinaciones de acciones definidas en el Artículo 15.
2. Que la distorsión de entrepiso o deriva máxima del edificio no exceda los valores máximos permisibles que corresponden al sistema estructural en cuestión y a la carga que los origine. Dichos valores se presentan en la Tabla 4 Artículo 38 para el caso de sismo.

Se define como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación.

En el estado límite de servicio se deberá garantizar que:

- 1) La máxima deflexión de una viga no sea mayor que el claro entre 240 más 0.5 cm. En el caso de que sobre la viga existan elementos no estructurales que puedan resultar afectados por desplazamientos verticales apreciables, la máxima deflexión (luego de colocar los elementos no estructurales) no será mayor al valor del claro de la viga entre 480 más 0.3 cm. En el caso de voladizos, los límites se duplicarán.

DISPOSICIONES GENERALES / RNC-07-04

- 2) La máxima distorsión de entrepiso o deriva producida por fuerzas gravitacionales (verticales) no será mayor que la altura del entrepiso entre 500 cuando existan elementos no estructurales incapaces de resistir deformaciones apreciables. En el caso de que los elementos no estructurales estén correctamente desligados de la estructura o estos estén hechos de materiales que permitan las deformaciones, entonces el límite para la distorsión de entrepiso será igual a la altura del entrepiso entre 250.
- 3) La máxima distorsión de entrepiso o deriva producida por fuerzas laterales asociadas a un estado límite de servicio no serán mayores que 0.002 cuando existan elementos no estructurales incapaces de soportar deformaciones apreciables ligados a la estructura, o 0.004 cuando estos elementos no estructurales no existan o estén desligados de la estructura.
- 4) Que las amplitudes de las vibraciones no excedan los valores indicados en los incisos 1. y 2. , y que dichas amplitudes en las frecuencias que se presentan no produzcan incomodidad a los ocupantes del inmueble o daños en equipos sensibles a él.

f) Tipos de carga:

Se considerarán 3 tipos de cargas o acciones sobre las estructuras, de acuerdo a la duración de ellas cuando actúan sobre las estructuras, y son:

1. Cargas permanentes o que actúan en forma continua sobre la estructura. También se considera cargas permanentes aquellas que sufren variaciones pequeñas en periodos de tiempo muy largos. Ejemplos de estas cargas son: el peso propio de la estructura y elementos no estructurales fijos (carga muerta), empujes de tierra y de líquidos, deformaciones impuestas a la estructura que varían poco con el tiempo como los debidos al preesfuerzo o a movimientos diferenciales de los apoyos.
2. Cargas variables, son aquellas cuya intensidad varía significativamente en el tiempo. Ejemplos de estas cargas son: cargas vivas, cambios de temperatura, deformaciones impuestas y asentamientos diferenciales cuya intensidad varíe con el tiempo, y las acciones de maquinarias y equipo sobre la estructura. Además, en donde aplique, se deberá considerar los efectos de impacto, frenado y vibraciones causadas por cargas variables durante la operación del edificio o estructura.
3. Cargas accidentales, son acciones no permanente ni variables, de intensidad significativa y de duración breve y que pueden afectar a la estructura durante su operación. Ejemplos de este tipo de acciones son los sismos, los vientos, incendios, explosiones, etc.

g) Clasificación de cargas:

1. Cargas muertas:

Se considerará como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia substancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Se considerará el peso de todos los dispositivos de servicio de la edificación, inclusive las tuberías, ductos, y equipos de aire acondicionado, instalaciones eléctricas, ascensores, maquinaria para ascensores y otros dispositivos fijos similares. El peso de todo este material se incluirá en la carga muerta. El peso de los equipos con el que se amueble una zona dada, será considerado como carga viva.

2. Cargas Vivas

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Deberán ser consideradas en el diseño las cargas vivas mas altas que probablemente ocurran.

h) Péndulos Invertidos:

Se considerará como péndulo invertido a toda estructura en que 50% o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis, o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta.

i) Apéndices:

Un apéndice se define como aquel elemento, sistema o parte de una estructura cuya estructuración difiere radicalmente de la del resto de la estructura principal. De este modo pueden considerarse apéndices los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos, casetas de ascensores, tanques de agua y construcciones anexas del último nivel.

j) Excentricidad

1. Excentricidad Estática: Es la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de cada piso.
2. Excentricidad Accidental: Es una excentricidad adicional, que incorpora aproximadamente, los efectos de las irregularidades en la distribución de las masas y de la rigideces, así como los efectos de la excitación rotacional del terreno.

k) Centro de Rigidez:

Es aquel punto del piso donde al aplicar un cortante horizontal, solo se produce traslación.

l) Espectro de Respuesta:

Es el valor máximo de la respuesta, de un sistema oscilatorio de un grado de libertad.

m) Resistencia:

Se denominará resistencia a la magnitud de la fuerza interna que provocará en la estructura o en un elemento de ella la inminente aparición de un estado límite de falla. Las fuerzas internas de un elemento estructural son la fuerza axial, las fuerzas cortantes, los momentos flexionantes y momentos torsionantes. El cálculo de la resistencia de un elemento estructural depende del tipo de fuerza interna y del material de dicho elemento, para lo cual se deberán seguir los procedimientos establecidos en las normas correspondientes.

Cuando se trate de un material no contemplado en las normas de diseño que forman parte de este Reglamento o cuando se emplee un material especificado en las normas pero el ingeniero encargado del diseño estructural lo considere necesario, se deberá adjuntar a la memoria de cálculos el procedimiento seguido para la determinación de las resistencias de diseño y acompañar los documentos que permitan a la autoridad encargada de garantizar el cumplimiento de este Reglamento revisar y eventualmente aprobar dicho procedimiento.

n) Sistemas y Términos estructurales:

1. Diafragma

Se entiende por diafragma cualquier sistema de techo o entrepiso capaz de transmitir fuerzas laterales de sismo o viento a los elementos verticales que forman el sistema resistente a dichas cargas.

2. Diafragma Flexible

Es aquel diafragma de techo o entrepiso que sólo tiene capacidad de transmitir fuerzas de corte directo tangenciales al plano del diafragma.

Como ejemplo de diafragmas flexibles se pueden considerar: los sistemas de piso de madera y techos con forro inferior de madera contrachapada que estén debidamente unidos en toda su longitud a los elementos verticales resistentes a las cargas laterales. También se considera los techos arriostrados con elementos de acero, ya sea varilla o perfiles laminados.

DISPOSICIONES GENERALES / RNC-07-06

La condición a cumplir en el caso para determinar si un diafragma es flexible será que la máxima deflexión del diafragma (MDD) será al menos dos veces el desplazamiento máximo de piso de los elementos verticales (DMPEV) la fuerza sísmica tributada aplicada será la calculado según lo establece el presente reglamento.

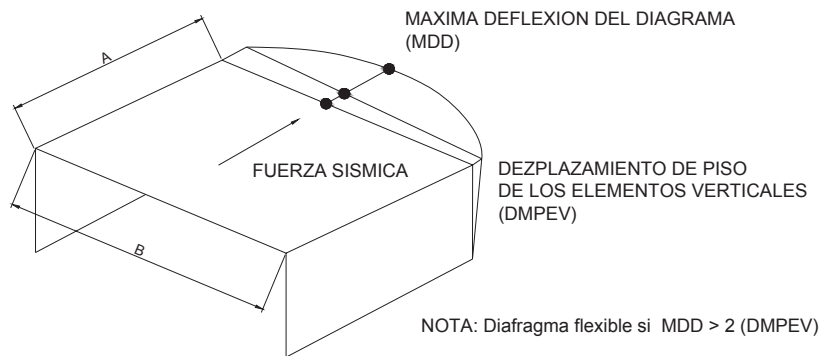


FIGURA 1

3. Diafragma Rígido

Diafragma, ya sea de techo o entrepiso que pueda distribuir las cargas horizontales según las rigideces de los elementos resistentes de apoyo.

Como ejemplo de diafragmas rígidos se pueden considerar:

Losa sólidas de concreto reforzado coladas en el sitio; o losas formadas por franjas (viguetas) de elementos prefabricados sin juntas monolíticas entre ellas, pero con una losa sólida adicional de concreto reforzado coladas sobre los elementos prefabricados y debidamente ancladas a ellos.

Esta placa o losa adicional deberá tener no menos de 5 cm. de espesor y deberá reforzarse en cada dirección, de acuerdo a los requerimientos de análisis o por temperatura, cualquiera que sea mayor.

Las viguetas prefabricadas, deberán estar bien ancladas en sus extremos a un cordón o viga monolítica de concreto reforzada, debidamente calculada para evitar fisuración. Los entrepisos o techos que no cumplan con estas condiciones no deberán considerarse como diafragmas rígidos y no podrán emplearse en construcciones de paredes prefabricadas mayores de un piso.

En cualquier de los casos, los diafragmas rígidos deben de cumplir la siguiente condición:

Diafragma Rígido si $MDD < 2 (DMPEV)$

4. Muro de Carga

Pared calculada y construida para resistir principalmente cargas verticales.

5. Muro de Corte

Pared calculada y construida para resistir, tanto cargas verticales como horizontales paralelas al mismo.

6. Muro Dúctil

Muro de corte calculado y construido de tal manera que pueda sufrir deformaciones inelásticas (de naturaleza cíclica y reversible de un orden mayor al rango elástico), sin pérdida sensible de su resistencia.

7. Marco Rígido (pórtico no dúctil)

Sistema estructural formado por vigas y columnas ó cerchas y columnas unido en forma rígida en los nudos y que resiste las cargas principalmente por flexión.

8. Marco Dúctil

Sistema estructural con sus miembros y uniones calculadas de modo que pueda sufrir deformaciones inelástica (de naturaleza cíclica y reversible de un orden mayor que la deformación elástica), sin pérdida de su resistencia.

9. Modos de vibración y oscilación

Son configuraciones geométricas de la estructura al desplazarse ésta armónicamente en ausencia de cargas externas. Los modos de oscilación se toman linealmente independientes y ortogonales (con respecto a las propiedades de inercia y rigidez de la estructura).

10. Períodos y frecuencias

Son los periodos y frecuencias asociados con los modos de oscilación; el período fundamental es el período natural de mayor valor.

11. Análisis dinámico

Análisis de sistemas lineales que se efectúa desacoplando las ecuaciones dinámicas de la estructura, en base a las propiedades de ortogonalidad de los modos de vibración.

Capítulo II
Cargas de diseño

Arto. 8. Disposición General

Además de las cargas originadas por el peso propio del edificio, deberán considerarse las cargas debidas a materias o líquidos almacenables, las cargas vivas, las cargas de vientos, las cargas sísmicas y las cargas de ceniza volcánica. Si hubiera cargas especiales que soportar, éstas deberán ser establecidas por el Ingeniero responsable del diseño estructural.

Arto. 9. Cargas Muertas

En la estimación de las cargas muertas para propósitos de diseño, se usarán como cargas mínimas los pesos de los materiales listados de la tabla 1A a la tabla 8A en los anexos de este reglamento estos pesos pueden ser mayores según lo especifique el fabricante.

Arto. 10. Cargas Vivas

a) Cargas Vivas

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Deberán ser consideradas en el diseño las cargas vivas más altas que probablemente ocurran, pero en ningún caso menores que las cargas vivas uniformemente distribuidas listadas en la Tabla 1.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos. Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en cuenta las siguientes disposiciones:

- 1) La carga viva máxima CV se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de las cimentaciones ante cargas gravitacionales.
- 2) La carga viva incidental o reducida CVR se deberá usar para los análisis por sismo y por viento.
- 3) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en los casos de flotación, de volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área.
- 5) Las cargas vivas uniformes de la Tabla 1 (Cargas Vivas Unitarias Mínimas) se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento, entendiéndose por área tributaria el área que incide con su carga unitaria sobre el elemento en referencia, de acuerdo al tipo de losa o cubierta de que se trate.

Observaciones a la Tabla 1.

- (1). Para elementos con área tributaria, A, mayor de 36 m², CV podrá reducirse, tomándola igual a $100 + 420/A$. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de CV una carga de 500 kg aplicada sobre un área de 50 x 50 cm en la posición más crítica.
- (2). Para elementos con área tributaria, A, mayor de 36 m², CV podrá reducirse, tomándola igual a $180 + 420/A$. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de CV una carga de 1000 kg aplicada sobre un área de 50 x 50 cm en la posición más crítica.
- (3). Para el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se tomará en cuenta lo estipulado en el inciso b) de este artículo.
- (4). La carga unitaria CV, deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.
- (5). Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por recipientes de agua y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse o colgarse. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales. Adicionalmente los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg aplicada en la posición más crítica.
- (6). Más una carga concentrada de 1500 kg en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

b) Casos Especiales

1. Las barandas y parapetos alrededor de los pozos para escaleras, balcones, y techos en general, con exclusión de las ubicadas en teatros, lugares de asamblea y viviendas unifamiliares, serán diseñados para resistir la aplicación simultánea de una fuerza horizontal y una vertical de 60 kg/m, ambas aplicadas en su parte superior.
2. Las barandas y parapetos de los balcones de teatros y lugares de asamblea serán diseñados para una fuerza horizontal de 75 kg/m, y una vertical de 150 kg/m, ambas aplicadas en su parte superior.
3. Las barandas y parapetos en viviendas unifamiliares, se diseñarán para una fuerza horizontal y una vertical de 30 kg/m ambas aplicadas en su parte superior.
4. Las barandas, parapetos o topes que se usan en zonas de estacionamiento para resistir el impacto de los vehículos en movimiento serán diseñados para soportar una carga horizontal de 500 kg/m, aplicada por lo menos 60 cm. encima de la pista; pero en ningún caso la carga será inferior a 1500 kg/vehículo.
5. Columnas en zonas de Estacionamiento. A no ser que se les proteja de manera especial, las columnas en las zonas de estacionamiento o que estén expuestas a impacto de vehículos en movimiento, serán diseñadas para resistir la carga lateral debida al impacto de vehículos. Para los vehículos de pasajeros, esta carga lateral será como mínimo 1500 kg, aplicada por lo menos 60cm encima de la pista.
6. Jardineras. Cuando los techos tengan jardines, la carga viva mínima de diseño de las porciones con jardín será de 100 kg/m². El peso de los materiales del jardín será considerado como carga muerta y se hará este cómputo sobre la base de tierra saturada. Las zonas adyacentes de las porciones con jardín serán consideradas como áreas de asamblea, a no ser que haya disposiciones específicas permanentes que impidan su uso.
7. Cuando se coloque algún anuncio o equipo en un techo, el diseño tomará en cuenta todas las acciones que dicho anuncio o equipo ocasione.

c) Cargas Vivas Móviles**Puentes – Grúa:**

1. Cargas Verticales: La carga vertical será la máxima real sobre rueda cuando la grúa esté izando a capacidad plena. Para tomar en cuenta el impacto, la carga izada se aumentará en 25 % o la carga sobre rueda aumentará en 15 %, la que produzca mayores condiciones de esfuerzo.
2. Cargas Horizontales: La carga transversal, debida a la traslación del carro del puente-grúa, será el 20% de la suma de la capacidad de carga y el peso del carro, aplicada la mitad de dicha carga en la parte superior de cada riel y actuando en ambos sentidos perpendicularmente a la vía de rodadura.
3. La carga longitudinal debida a la traslación de la grúa, será el 10% de la reacción máxima total sin incluir el impacto, aplicada en la parte superior del riel y actuando en ambos sentidos paralelamente a la vía de rodadura.

Tecles Monorrieles:

1. Cargas Verticales: Las cargas vertical será la suma de la capacidad de carga y el peso del teclé. Para tomar en cuenta el impacto, la carga vertical se aumentará en 10 % para tecles manuales y en 25 % para tecles eléctricos.
2. Cargas Horizontales: La carga transversal será el 20 % de la suma de la capacidad de carga y el peso del teclé.

Ascensores, montacargas y escaleras mecánicas:

Se aplicarán las cargas reales determinadas mediante análisis o usando los datos indicados en los diseños y catálogos del fabricante.

Impacto de Motores:

Para tomar en cuenta el impacto, las reacciones de las unidades a motor de explosión se aumentarán por lo menos en 50 % y las de unidades a motor eléctrico se aumentarán por lo menos en 25 %.

Asientos en lugares de Asamblea:

Los asientos y las zonas donde están instalados, en tribunas, estadios y otros lugares de asamblea, serán diseñados para resistir la aplicación simultánea de una carga de oscilación horizontal de 40 kg por metro lineal de asiento en una dirección paralela a la hilera de asientos, combinada con 15 kg, por metro lineal de asiento en una dirección perpendicular a la hilera de asientos, aplicadas ambas a la mitad de la altura del respaldar.

d) Presiones de Tierra y Líquidos

Todo muro de contención será diseñado para resistir, en adición a las cargas verticales que actúan sobre él, la presión lateral del suelo y sobrecargas, más la presión hidrostática correspondiente al máximo nivel probable del agua freática. Se considerarán las sub-presiones causadas por la presión hidrostática. Para el cálculo de la magnitud y ubicación de las presiones laterales del suelo se podrá emplear cualquiera de los métodos aceptados en la Mecánica de Suelos.

Para valuar el empuje de un líquido sobre la superficie de contacto con el recipiente que lo contiene se supondrá que la presión normal por unidad de área sobre un punto cualquiera de dicha superficie es igual al producto de la profundidad de dicho punto con respecto a la superficie libre del líquido por su peso volumétrico.

Arto. 11. Carga viva en techos y pisos livianos**a) TECHOS LIVIANOS**

Para el caso de techos livianos de cubiertas onduladas (incluyendo la teja de barro), los elementos estructurales resistentes (tales como cuarterones de madera ó perlines metálicos), podrán ser diseñados para los efectos que resulten de la superposición de una carga concentrada de 100 Kg . E en la mitad del claro del miembro resistente, más una carga uniformemente distribuida de 10 Kg/ m².

DISPOSICIONES GENERALES / RNC-07-12

Para el caso de elementos estructurales principales (tales como cerchas, marcos y vigas principales) que soportan techos livianos de cubiertas onduladas, se considerará una carga concentrada de 200 Kg. que se aplicará en la mitad del claro del elemento resistente, independientemente de la posición de la cumbrera cuando posee dos vertientes. Se adicionará una carga uniformemente distribuida de 10 Kg/m².

Para efecto de sismo, la carga viva reducida a emplearse será de 10 Kg/m².

b) PISOS LIVIANOS

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

Se considerarán sistemas de piso ligero aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 0.80 m y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de tablas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

Arto. 12. Las cargas vivas pueden reducirse en atención a:

I. Cargas vivas de 500 Kg/m² ó menores.

Los valores de las cargas vivas, pueden disminuirse para el diseño vertical de elementos estructurales cuando su correspondiente área tributaria excede de 14 m², en un 0.86% por metro cuadrado de área soportada por el elemento estructural excepto en lugares de reunión, no será mayor del 60% ni deberá exceder el valor de R determinada por la siguiente fórmula:

$$R = 23.1 (1 + CM/CV)$$

Dónde: R = Reducción en porcentaje

CM : Carga muerta por metro cuadrado de área soportada por el elemento estructural.

CV : Carga Viva Máxima de diseño por metro cuadrado de carga soportada por el elemento estructural.

La reducción especificada no será válida cuando se aplique el Arto. 10.

II. Carga vivas mayores de 500 Kg/m²

Para cargas vivas que excedan los 500 Kg/m², no se podrán hacer reducciones, excepto que las cargas vivas de diseño en las columnas las que podrán reducirse en un 20%.

Arto.13. Cargas de Vientos

Las cargas de viento se determinaran según el título IV

Arto. 14. Cargas debidas a Ceniza volcánica.

En León, Chinandega, Carazo, Isla de Ometepe y Masaya es obligatorio el uso de la carga debida a ceniza y en cualquier otra zona del país que esté expuesta a recibir ceniza volcánica deberá tomarse en cuenta dicha sobrecarga para efectos de diseño, adicional a la carga viva y a cualquier otra carga presente. Se recomienda una sobrecarga debido a ceniza en estado húmedo de 20 Kg/m² en ausencia de documentación local.

DISPOSICIONES GENERALES / RNC-07-13

En las limahoyas y zonas de la cubierta, en donde pueda acumularse anormalmente la ceniza por deslizamiento de los techos confluientes, o por efecto del viento o de la lluvia, se calculará la sobre carga debido a las acumulaciones previsibles.

Se considera la posibilidad de que la sobrecarga de la ceniza gravite con valor distintos sobre zonas parciales de la cubierta a causa de depósitos desiguales, arrastre de viento u otras causas.

Arto. 15. – Métodos de Diseño Estructural.

Los elementos resistentes de una estructura, se verificarán tanto para los estados de carga que incluyen el efecto sísmico como para los que no lo incluyen.

Esto podrá hacerse por el método elástico ó por el método de resistencia última. En el diseño para el método elástico, así como en el método de resistencia última los efectos de cargas muertas, cargas vivas reducidas y sismos combinados, se multiplicarán por los factores de carga tal como aparecen definidas en COMBINACIONES DE CARGA.

I. Estados de Carga

En el análisis y diseño de una estructura deberán considerarse las cargas siguientes:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva máxima

Fs = Fuerza Sísmica horizontal (Se considera la acción en ambas direcciones según el título II)

Pz = Carga ó presión de viento

Ps = carga debido a la presión lateral de la tierra, a la presión del agua subterránea, o a la presión de materiales a granel

II. Combinaciones de carga

Se determinarán las siguientes combinaciones para usar en el diseño de estructuras verticales, que produzcan los esfuerzos más críticos.

a) DISEÑO POR MÉTODOS DE RESISTENCIA ÚLTIMA

$$C_1^u = 1.4(CM)$$

$$C_2^u = 1.2(CM) + 1.6(CV + Ps)$$

$$C_3^u = 1.2(CM) + 1.6(Pz) + CV$$

$$C_4^u = 1.2(CM) + Fs + CV$$

$$C_5^u = 0.9(CM) + 1.6(Pz) + 1.6(Ps)$$

$$C_6^u = 0.9(CM) + Fs + 1.6(Ps)$$

a) DISEÑO POR MÉTODOS ELÁSTICOS O ESFUERZOS PERMISIBLES.

$$C_1^0 = CM + CV + Ps$$

$$C_2^0 = CM + Ps + (Pz \text{ o } 0.7(Fs))$$

$$C_3^0 = 0.6(CM) + Pz + Ps$$

$$C_4^0 = 0.6(CM) + 0.7(Fs) + Ps$$

Arto. 16. – Esfuerzos admisibles.

Las estructuras de concreto reforzado, estructuras de mampostería, estructuras de acero y estructuras de maderas se dimensionarán y detallarán de acuerdo a las reglamentaciones mínimas establecidas en las correspondientes Normas Técnicas. , Para el cálculo por el Método Elástico únicamente, los esfuerzos admisibles podrán aumentarse en una tercera parte cuando se consideren cargas de viento ó cargas sísmicas, ya sea actuando independientemente ó en combinación con la carga permanente y la carga accidental.

TITULO II

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO

Capítulo I

Requerimiento del Diseño Sismo-Resistente

Arto. 17. Requerimiento General

Toda estructura deberá ser diseñada y construida, para resistir, las cargas sísmicas determinadas según el presente título.

Notación:

α_m	=Factor de participación modal
$\bar{\alpha}_m$	=Factor de participación de masas en el modo m
Δ	=Desplazamiento relativo de un nivel respecto del inferior en un entrepiso
$\{\phi\}$	=Vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de una estructura
Ω	=Factor de reducción por sobrerresistencia
a	=Ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, en porcentaje de g
a_0	=Aceleración máxima del terreno, corresponde a la aceleración espectral cuando $T=0$.
b	=Dimensión en planta de la edificación medida perpendicularmente a la acción del sismo
c	=Coeficiente sísmico
c'	=Factor por el que se debe multiplicar el peso de un nivel para obtener la fuerza de sismo F en dicho nivel
c_R	=Coeficiente sísmico reducido con el que se calculan los cortantes sísmicos de entrepiso empleando el método simplificado
d_a	=Diferencia en el valor de $a/\Omega Q'$ que llevaría a la falla en uno y otro sentido en estructuras =con asimetría en su comportamiento
D_{rel}	=Desplazamiento horizontal o vertical relativo entre las dos porciones de terreno que indican una falla geológica
e_D	=Excentricidad torsional de diseño en un entrepiso
e_s	=Excentricidad torsional de un entrepiso, definido como la distancia entre el punto de aplicación de la carga de sismo y el centro de torsión del entrepiso
f	=Desplome del edificio dividido entre su altura
F_{AE}	=Factor con el que se calcula el área efectiva de muros a partir del área bruta
F_{s_i}	=Fuerza de sismo correspondiente al i -ésimo nivel, empleando el método estático
F_{s_i}	=Fuerza lateral arbitraria aplicada en el i -ésimo nivel
F_s	=Fuerza de sismo
g	=Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s ²
h	=Altura del entrepiso
H	=Altura de entrepiso
h_i	=Altura a la que se sitúa el i -ésimo nivel de la estructura respecto del nivel de base,
h_n	=Espesor del n -ésimo estrato de suelo.
$\{J\}$	=Vector que relaciona el movimiento de los grados de libertad en una estructura con un movimiento estático de la base; usualmente esta formado por «unos»
L	=Longitud del muro
l_{ic}	=Longitud del i -ésimo muro central en una edificación sin diafragma rígido
l_{ie}	=Longitud del i -ésimo muro extremo en una edificación sin diafragma rígido
N	=Número de estratos del suelo
Q	=Capacidad dúctil de una estructura
Q'	=Factor de reducción por comportamiento dúctil de una estructura
r_0	=Radio de giro de la masa de una estructura tipo péndulo invertido con respecto a un eje horizontal

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO / RNC-07-16

S	=Factor de amplificación por tipo de suelo
T	=Valor del periodo de la estructura
T_a	=Valor del periodo estructural que limita la parte ascendente del espectro de diseño
T_b	=Valor del periodo estructural que limita la parte plana del espectro de diseño
T_c	=Valor del periodo estructural que define un cambio en el régimen descendente del espectro de diseño
u	=Giro de la masa de una estructura tipo péndulo invertido
V	=Cortante de entrepiso
V_0	=Fuerza cortante en la base del edificio (cortante basal)
V_n	=Velocidad de ondas de cortante del n -ésimo estrato de suelo
V_s	=Velocidad promedio de propagación de ondas de cortante en suelos estratificados
w	=Carga vertical que soporta un muro transmitida por la cubierta, por unidad de longitud
P_y	=Peso de la porción de edificio por arriba de un entrepiso
W	=Peso sísmico actuando sobre una cubierta ligera y que se repartirá entre los muros portante para determinar la fuerza sísmica de diseño
$[W]$	=Matriz de pesos de las masas de una estructura
W_0	=Peso sísmico de la edificación por encima del nivel base
W_{ei}	=Peso modal efectivo del i -ésimo modo
W_i	=Peso sísmico del i -ésimo nivel
CVR	=Carga viva unitaria incidental o reducida
CV	=Carga viva unitaria máxima
x	=Desplazamiento lateral de la masa de una estructura tipo péndulo invertido
x_i	=Desplazamiento del i -ésimo nivel
Y_i	=Respuesta del i -ésimo modo de vibrar de una estructura
Y_T	=Respuesta modal total, resultado de combinar respuestas modales

Arto. 18. Consideraciones de carácter Geológico

Desde el punto de vista de la funcionalidad de las construcciones, para eliminar la posibilidad de daños en elementos estructurales o no estructurales incapaces de soportar movimientos relativos del terreno, estas deberán evitar cruzar sobre fallas activas. En los casos en que esto no sea posible, o el ingeniero responsable pueda demostrar, a satisfacción de las autoridades, Alcaldías Municipales, MTI, que se puede diseñar una estructura para resistir los movimientos relativos de la fallas, se deberá considerar un desplazamiento relativo de

$$D_{rel} = 0.805Sa_0 \text{ (mts)} \quad (1)$$

donde a_0 es un parámetro que se define en el artículo 24, S es el factor de amplificación por efectos locales definido en el artículo 25. Esta revisión se deberá realizar para cada dirección de análisis. Tratándose de estructuras del Grupo A, el valor del desplazamiento calculado deberá multiplicarse por 1.5.

Arto. 19. Concepción Estructural

En el planeamiento de los edificios, a fin de mejorar el comportamiento sísmico de los mismos deberán tomarse las siguientes consideraciones:

- Simetría tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Evitar cambios bruscos de estructuración.
- Menor peso en los pisos superiores.
- Evitar balcones volados, etc.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Buena práctica constructiva e inspección rigurosa.
- Diseño con énfasis en la ductilidad para un mejor comportamiento de la estructura.

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO / RNC-07-17
CAPITULO II
Clasificación de las Estructuras

Arto. 20. Grupos

Para efectos del diseño estructural se considerará que las estructuras se pueden clasificar en:

- a) Estructuras esenciales: (**Grupo A**) son aquellas estructuras que por su importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso, como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, edificios de gobierno, escuelas, centrales telefónicas, terminales de transporte, etc. También se ubican dentro de este grupo las estructuras cuya falla parcial o total represente un riesgo para la población como depósitos de sustancias tóxicas o inflamables, estadios, templos, salas de espectáculos, gasolineras, etc. Asimismo, se considerará dentro de este grupo a aquellas estructuras cuya falla total o parcial causaría pérdidas económicas o culturales excepcionales, como museos, archivos y registros públicos de particular importancia, monumentos, puentes, etc.
- b) Estructuras de normal importancia: (**Grupo B**) son aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc.
- c) Estructuras de menor importancia: (**Grupo C**) son aquellas estructuras aisladas cuyo falla total o parcial no pone en riesgo la vida de las personas, como barandales y cercos de altura menor a 2.5m.

Arto. 21. Factor por Reducción por ductilidad.

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal con los métodos que se fijan en el Artículo 27, se empleará un factor de reducción Q' que se calculará como sigue:

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) & T \leq T_a \end{cases} \quad (2)$$

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; T es un periodo característico del espectro de diseño que se define en el artículo 27. Q es el factor de ductilidad que se define en el presente artículo. Para el diseño de estructuras que sean irregulares, de acuerdo con el Arto. 23, el valor de Q' se corregirá como se indica en dicho artículo.

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicados

a) Requisitos para $Q=4$

Se usará $Q=4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

- 1) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no arriostrados de acero o concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos arriostrados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos si hubieran, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO / RNC-07-18

2) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en el artículo 27 inciso a), éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no arriostrados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

3) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros si hubieran que se hallen ligados como señala el Artículo 27. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

4) Si hay marcos o muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos establecidos en el capítulo 21 del Reglamento para Concreto Estructural ACI-318S-05 para marcos y muros dúctiles. Si no existen marcos o muros de concreto se queda excluido de este requisito

5) Si hay marcos rígidos de acero estos satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas de Diseño Sísmico de Edificios de Acero ANSI/AISC 341-02. Si no existen marcos rígidos de acero se queda excluido de este requisito

b) Requisitos para Q=3

Se usará $Q=3$ cuando se satisfacen los requisitos 2, 4 y 5 del Artículo 21 en el inciso a) y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, o por marcos rígidos de acero, o por marcos de concreto reforzado, o por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, o por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de arriostramiento concéntrico dúctil según la norma del AISC.

c) Requisitos para Q=2

Se usará $Q=2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, o por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de arriostramiento con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, o de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por el Artículo 21 inciso a) y b) de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por columnas o vigas de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes. También se usará $Q=2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o preforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

d) Requisitos para Q=1.5

Se usará $Q=1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos del Artículo 21 inciso b) y inciso c), o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

e) Requisitos para $Q=1$

Se usará $Q=1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la autoridad competente, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

Arto.22 Factor de reducción por sobrerresistencia

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor $\Omega=2$.

Arto.23. Condiciones de regularidad

a) Estructura regular

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO / RNC-07-20

- 10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 11) La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 12) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

b) Estructura irregular

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos del inciso a) del Arto. 23 será considerada irregular.

c) Estructura fuertemente irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, e , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

d) Corrección por irregularidad

El factor de reducción Q' , definido en el Artículo 21, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos de la del inciso a) del Arto. 23, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la del inciso c) del Arto. 23. **en ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.**

Capítulo III Análisis Estructural

Arto. 24. Coeficientes de diseño sismo-resistente

El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, V_0 , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_0 . Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según lo indicado en el artículo 9 y 10.

El coeficiente sísmico de una estructura se calcula para el método estático equivalente:

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q * \Omega} \text{ Pero nunca menor que } (S)(a_0) \quad (3)$$

- W_0 = CM + CVR
- V_0 = Cortante Basal
- CM = Carga muerta
- CVR = Carga Viva incidental o reducida

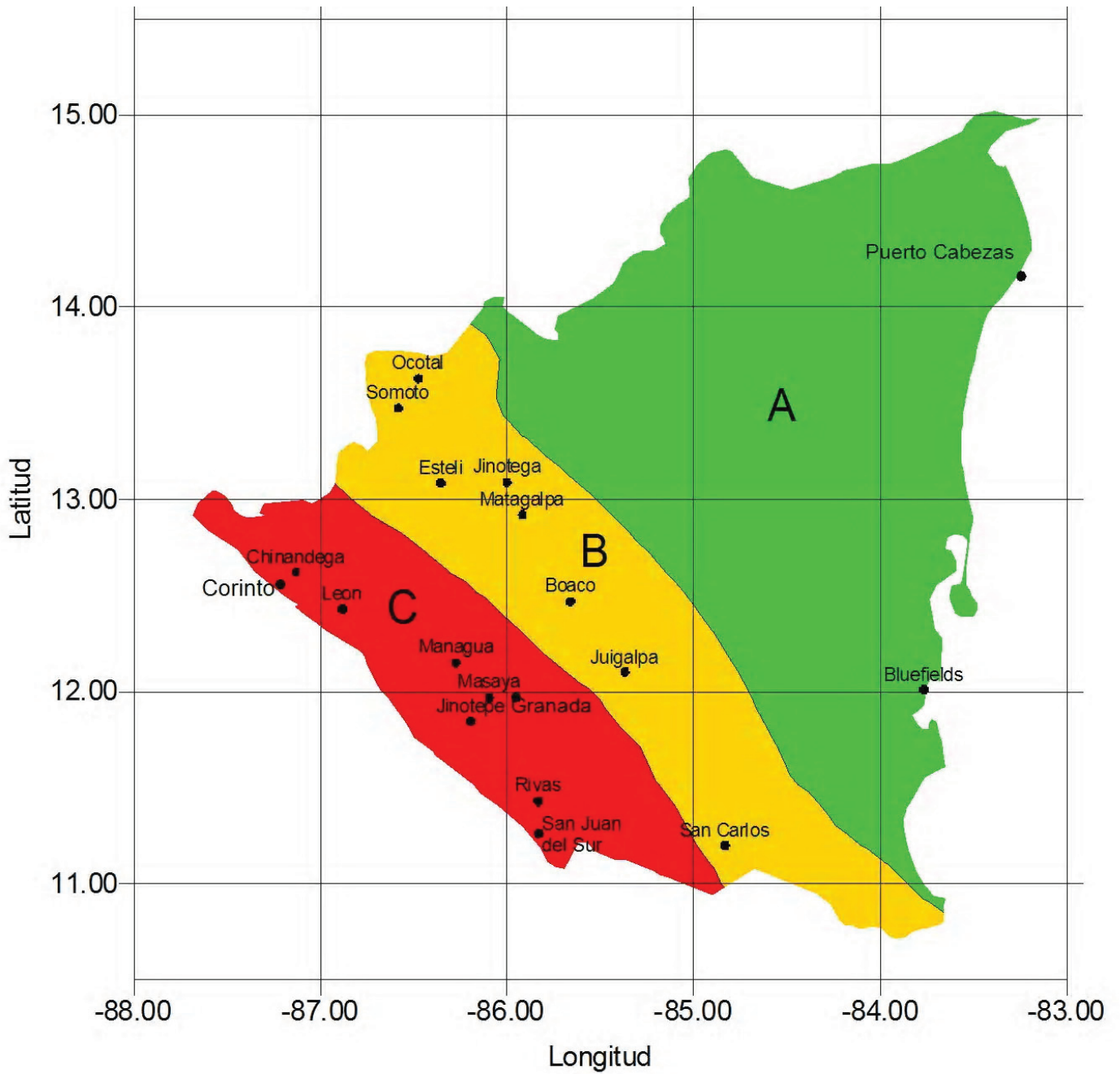


FIGURA 2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE NICARAGUA

El valor de a_0 para estructuras del grupo B y C en las ciudades dentro de la zona A el valor a_0 es 0.1, en la zona B el valor sería 0.2 y en la zona C el valor es 0.3 (ver Figura 2) ó Anexo D.

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO / RNC-07-22

Arto. 25 Influencia del suelo y del período del edificio.

Para tomar en cuenta los efectos de amplificación sísmica debidos a las características del terreno, los suelos se dividirán en cuatro tipos, de acuerdo con las siguientes características:

- Tipo I: Afloramiento rocoso con $V_s > 750$ m/s,
- Tipo II: Suelo firme con $360 < V_s \leq 750$ m/s,
- Tipo III: Suelo moderadamente blando, con $180 \leq V_s \leq 360$ m/s,
- Tipo IV: Suelo muy blando, con $V_s < 180$ m/s.

Siendo V_s la velocidad promedio de ondas de cortante calculada a una profundidad no menor de 10 m, que se determinará como:

$$V_s = \frac{\sum_{n=1}^N h_n}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{V_n}} \quad (4)$$

donde:

- h_n = espesor del n-ésimo estrato
- V_n = velocidad de ondas de corte del n-ésimo estrato
- N = número de estratos.

Si no se dispone de estos mapas de microzonificación, se utilizarán los siguientes factores de amplificación, S :

Tabla 2 Factores de amplificación por tipo de suelo, S .

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Para suelos muy blandos (tipo IV) es necesario construir espectros de sitio específicos, siguiendo los requisitos establecidos en el Título de este Reglamento.

los suelos propensos a licuarse no se incluyen en ningún de los casos anteriores.

Arto. 26. Evaluación de la Fuerza sísmica horizontal

La fuerza sísmica horizontal que debe resistirse se determinará según la siguiente expresión:

$$F_s = c W_0 \quad (5)$$

Dónde:

F_s = Fuerza cortante actuando a nivel basal

c = Coeficiente de diseño para la fuerza sísmica, cuyo valor se calcula según el método de análisis sísmico empleado.

W_0 = Carga o peso total del edificio

Capitulo Capítulo IV
Criterio de Análisis

Art. 27. Criterio General

I. GENERALIDADES

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como aquí se especifica, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan, según los criterios que se establecen en el artículo 15. Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o el método dinámico, con las limitaciones que se establecen en el artículo 30.

En el análisis se tendrá en cuenta la contribución a la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis, se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos geométricos de segundo orden, entendidos éstos últimos como los que producen las fuerzas gravitacionales que actúan en la estructura deformada por la acción de dichas fuerzas y de las laterales. Se verificará que la estructura y su cimentación no rebasen ningún estado límite de falla o de servicio a que se refiere el Reglamento.

a) Muros divisorios, de fachada y de colindancia

Tratándose de muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia, se deberá observar lo dispuesto en las secciones siguientes.

Muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales. Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o cerramientos en todo el perímetro del muro; su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo con las Normas correspondientes. Los cerramientos de estos muros, a su vez estarán ligados a los marcos. Se verificará que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y, en su caso, las torsiones que induzcan los muros en ellas. Se verificará, asimismo, que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones.

Muros que no contribuyan a resistir fuerzas laterales. Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan la deformación de ésta en el plano del muro, pero a la vez que se impida el volteo de estos muros en dirección normal a su plano. Preferentemente estos muros serán de materiales flexibles.

II. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

a) Espectros aplicables a los análisis estático y dinámico

Cuando se apliquen el análisis estático que se define en el artículo 32 o el dinámico modal que especifica en el artículo 33, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases} \quad (6)$$

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO / RNC-07-25

Tratándose de estructuras del Grupo B, a_0 se seleccionara del mapa de isoaceleraciones del anexo C del presente reglamento, mientras que $d = 2.7 a_0$, $T_a = 0.1$ seg, $T_b = 0.6$ seg, $T_c = 2$ seg y S es el factor de amplificación por tipo de suelo definido en el artículo 23. Para estructuras del Grupo A, las aceleraciones de diseño se multiplicarán por 1.5 y para el grupo C se tomaran igual al grupo B. Para el análisis estático equivalente y modal la aceleración a_0 se seleccionará del mapa de isoaceleraciones del anexo C del presente reglamento.

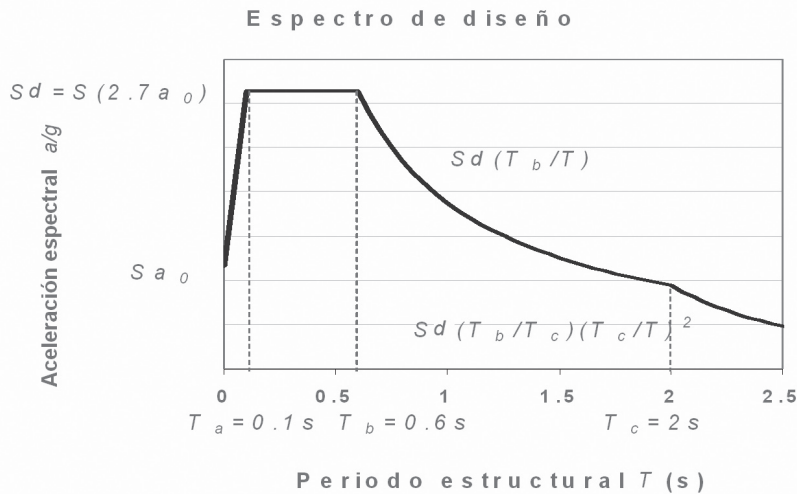


FIGURA 3. ESPECTRO DE DISEÑO PARA NICARAGUA

Arto. 28. Consideraciones para elementos compuestos.

En edificaciones con elementos estructurales de material mixto, se podrá considerar la acción combinada de estos siempre que se asegure el trabajo combinado de los mismos en el elemento compuesto.

Arto. 29 Verificación de Efecto

Se verificará que las deformaciones de todos los elementos estructurales sean compatibles entre sí, así como la verificación que los diafragmas ó sistemas de techos sean capaces de resistir y transmitir las fuerzas inducidas

Arto. 30. Elección del Método

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o el método dinámico, con las limitaciones que se establecen a continuación.

a) Requisitos para el método simplificado de análisis

El método simplificado a que se refiere el artículo 31 será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

1. En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica en planta con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no exceda del diez por ciento de la dimensión en planta b del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad. La excentricidad torsional e_s podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor F_{AE} , que está dado por

$$F_{AE} = \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33 \\ \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 & \text{si } \frac{H}{L} > 1.33 \end{cases} \quad (7)$$

H es la altura del entrepiso y L la longitud del muro.

Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales, o de madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes.

2. La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo resista según el criterio que marca el artículo 31.
3. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 12 m.

b) Requisitos para los métodos de análisis estático y dinámico

El método dinámico del Artículo 33 pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características. Puede utilizarse el método estático del Artículo 32 para analizar estructuras regulares de altura no mayor de 40 m, y estructuras irregulares de no más de 30 m.

Arto. 31. Método simplificado de análisis.

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos indicados en el Artículo 30. Se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo.

a) Estructuras con diafragma rígido

Se considerará que una estructura tiene un diafragma rígido si el sistema de piso que transmite las fuerzas de inercia a los elementos verticales resistentes conserva sensiblemente su forma después de la aplicación de una carga lateral cualquiera, es decir, si el sistema de piso no experimenta distorsiones apreciables. En caso de que esta condición no se cumpla, se considerará que la estructura tiene diafragma flexible.

En el caso de estructuras con diafragma rígido, se verificará únicamente que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho entrepiso, calculada según se especifica en el artículo 26, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la Tabla 3 para construcciones del grupo B y C. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5. Los valores mostrados en la Tabla 23 ya incluyen las reducciones por sobre resistencia y ductilidad, por lo que no deben sufrir reducciones adicionales por ningún concepto.

Tabla 3 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, c_R , correspondientes a estructuras del grupo B y C

Zona	Tipo de suelo	Muros de concreto o de mampostería de piezas macizas			Muros de mampostería de piezas huecas			Estructuras sin diafragma rígido Altura de la construcción (m) Menor o igual a 3
		Altura de la construcción (m)			Altura de la construcción (m)			
		Menos de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	Menos de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	
A	I	0.06	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08	0.09
A	II	0.11	0.11	0.11	0.14	0.15	0.15	0.17
A	III	0.14	0.15	0.15	0.19	0.20	0.20	0.22
B	I	0.16	0.16	0.16	0.21	0.22	0.22	0.24
B	II	0.27	0.28	0.28	0.35	0.37	0.37	0.41
B	III	0.35	0.36	0.36	0.45	0.48	0.48	0.54
C	I	0.20	0.21	0.21	0.26	0.28	0.28	0.31
C	II	0.30	0.31	0.31	0.39	0.42	0.42	0.47
C	III	0.41	0.42	0.42	0.52	0.56	0.56	0.62

Para muros de otros materiales y sistemas constructivos, deberán justificarse a satisfacción del MTI y de las Alcaldías los coeficientes sísmicos que correspondan, con base en la evidencia experimental y analítica sobre su comportamiento ante cargas laterales alternadas.

b) Estructuras sin diafragma rígido

Las estructuras que cumplan con los requisitos de regularidad para emplear el método simplificado pero que no cuentan con un diafragma rígido en alguno de sus pisos se podrán diseñar de la manera que se establece a continuación.

El c_R para estructura sin diafragma rígido será igual al producto del parámetro a_0 que se especifica en la figura 2 multiplicado por S que esta definido en el artículo 25.

$$c_R = a_0 S \quad (\text{Estructura sin diafragma rígido}) \quad (8)$$

En ausencia de un diafragma rígido, durante un sismo los muros experimentarán fuerzas perpendiculares a su plano proporcionales a las cargas gravitacionales que soportan, y se considera que dichas fuerzas laterales actúan en el punto donde se aplican dichas cargas verticales.

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO / RNC-07-28

La fuerza de sismo para el diseño de cada uno de los muros de la estructura se determinará de acuerdo con lo siguiente:

$$F_S = c_R w \quad (9)$$

donde w es la carga vertical, en kg/m, que soporta el muro en cuestión y que es resultado de un análisis bajo cargas verticales.

En los casos en que no sea posible determinar esta distribución de cargas verticales o existan dudas respecto de las condiciones de apoyo, se deberá repartir la totalidad de la carga de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$w = \begin{cases} \frac{2W}{\sum_i l_{ie} + 2\sum_i l_{ic}} & \text{si se trata de un muro central} \\ \frac{W}{\sum_i l_{ie} + 2\sum_i l_{ic}} & \text{si se trata de un muro de extremo} \end{cases} \quad (10)$$

en donde W es la carga vertical total sobre la cubierta (en Kg), $\sum_i l_{ie}$ es la suma de longitudes de muros extremos en dirección perpendicular a la del sismo que se está analizando, $\sum_i l_{ic}$ representa la suma de longitudes de muros centrales en dirección perpendicular a la del sismo que se está analizando y W es la carga repartida (en Kg./m) aplicada en los muros en una dirección de análisis. Las fuerzas laterales por unidad de longitud actuando sobre los muros se determinarán con la ecuación (9).

En vista del modo de falla de estas estructuras, las cargas F_S deben ser resistidas por los muros trabajando fuera de su plano.

Adicionalmente a estas fuerzas, deberá considerarse la fuerza de inercia actuando sobre la masa propia del muro, que se modelará como una carga uniformemente repartida igual al producto del coeficiente reducido c_R por el peso por unidad de área del muro.

La resistencia adecuada para soportar la acción combinada de fuerzas perpendiculares al plano producidas por el sismo y las gravitacionales se determinará con los procedimientos correspondientes a cada material.

Arto. 32. Método estático equivalente.

a) Fuerzas cortantes

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos establecidos en el artículo 30 inciso b). Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables).

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_{S_i} , resulta ser

$$F_{S_i} = c W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (11)$$

donde:

- W_i es el peso de la i -ésima masa; y
- h_i es la altura de la i -ésima masa sobre el desplante.
- c es el coeficiente sísmico definido en el artículo 24

Para estructuras del Grupo A las fuerzas calculadas con la ecuación (11) deberán multiplicarse por 1.5.

b) Reducción de las fuerzas sísmicas.

Opcionalmente pueden adoptarse fuerzas sísmicas menores que las calculadas según el artículo anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

El periodo fundamental de vibración, T , se tomará igual a

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F s_i x_i}} \quad (12)$$

donde x_i el desplazamiento del nivel i , relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza calculados según la fuerza de el artículo 32 inciso a), g la aceleración de la gravedad, y las sumatorias se llevan a todos los niveles.

Cada una de las fuerzas laterales se tomará como

$$F s_i = \frac{a}{\Omega Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (13)$$

En las expresiones anteriores, a es la ordenada espectral definida en el Artículo 27 subtema II (Espectros para diseño sísmico) en función del periodo estructural, mientras que Ω y Q' son los valores de reducción dados en el Artículo 22 y 21 respectivamente. El valor de a no se tomará menor que $S a_0$.

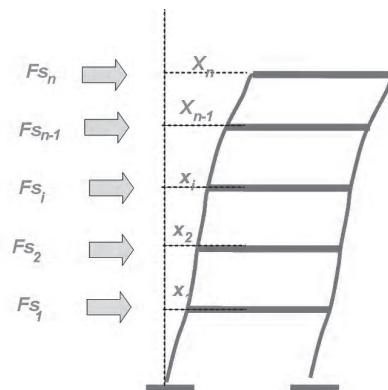


Figura 4 Fuerzas laterales

c) Péndulos invertidos

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada, se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas a su giro con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es

$$1.5F_s r_o^2 \frac{u}{x} \quad (14)$$

donde r_o es el radio de giro de la masa con respecto al eje horizontal en cuestión y u y x son el giro y el desplazamiento lateral, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral F_r .

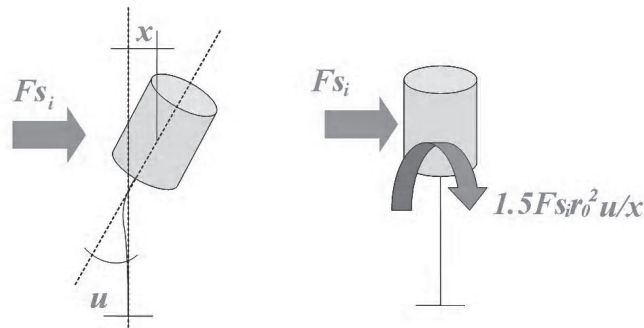


Figura 5 Péndulos Invertidos

d) Efectos de torsión

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, e_s , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$e_D = \begin{cases} 1.5e_s + 0.1b \\ e_s - 0.1b \end{cases} \quad (15)$$

donde b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

En estructuras para las que el factor de ductilidad Q especificado en el Artículo 21 sea mayor o igual a 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de $0.2b$.

Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

e) Efectos de segundo orden

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en los que se cumple la siguiente condición:

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{P_Y} \quad (16)$$

donde

Δ es el desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado;

H es la altura del entrepiso;

V es la fuerza cortante calculada en el entrepiso; y

P_Y es el peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

f) Efectos bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

g) Comportamiento asimétrico

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza–deformación difieran en sentidos opuestos, se dividirán los factores de resistencia que corresponden según las Normas respectivas, entre el siguiente valor

$$1 + 2.5d_a Q \quad (17)$$

donde d_a es la diferencia en los valores de $a/\Omega Q'$, expresados como fracción de la gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido en la misma dirección.

Arto. 33. Método dinámico de Análisis Modal

Cuando en el análisis modal se desprecie el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles. El efecto torsional de las excentricidades accidentales se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático.

Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento mencionado, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos, W_{ei} , se determinarán como

$$W_{ei} = \frac{(\{\phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\phi_i\}^T [W] \{\phi_i\}} \quad (18)$$

donde $\{\phi_i\}$ es el vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura, $[W]$ la matriz de pesos de las masas de la estructura y $\{J\}$ un vector formado con «unos» en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y «ceros» en las otras posiciones.

En este caso, el efecto de la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente $0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas se especifica en el Artículo 27 y las reducciones por ductilidad y sobrerresistencia es decir:

$$A_m = \frac{a}{\Omega * Q'} \quad (19)$$

A_m = Aceleración espectral correspondiente al periodo modal de vibración T_m

a es la aceleración definida en el artículo 27

Ω es el factor de sobre resistencia definido en el artículo 22

Q' es el factor definido en el artículo 21

La fuerza de corte en los distintos niveles, estará referida al sistema de fuerzas horizontales de la siguiente manera:

Para cada modo:

a) Fuerza lateral en el nivel i , y modo m .

$$F_{s_{im}} = \frac{A_m}{g} \alpha_m W_i \phi_{im} \quad (20)$$

b) La fuerza de corte en el nivel i resulta de:

$$V_{im} = \sum_{j=1}^n F_{s_{jm}} \quad (21)$$

c) La fuerza cortante basal en el modo m se revisará de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$S_m = \frac{A_m}{g} \bar{\alpha}_m \sum_{i=1}^n W_i \quad (22)$$

Siendo:

$$\alpha_m = \frac{\left| \sum_{i=1}^n W_i \phi_{im} \right|}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{im}^2} \quad (23)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n W_i \phi_{im} \right)^2}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{im}^2} * \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad (24)$$

α_m = Factor de participación modal

$\bar{\alpha}_m$ = Factor de participación de masas en el modo m

ϕ_{im} = Amplitud normalizada del piso i en el modo m

W_i = Peso del piso i, considerando (CM + CVR)

Las respuestas modales Y_i (donde Y_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales Y_T de acuerdo con la expresión

$$Y_T = \sqrt{\sum Y_i^2} \quad (25)$$

siempre que los períodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados se utilizarán para determinar efectos de segundo orden y para verificar que la estructura no excede los desplazamientos máximos establecidos en el artículo 34.

a) Revisión por cortante basal

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_o es menor que

$$0.8 \frac{a}{\Omega Q} W_o \quad (26)$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que V_o iguale a este valor; a y Q' se calculan para el período fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

b) Efectos bidireccionales

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se especifica en relación con el método estático de análisis sísmico en el artículo 32 inciso f). Igualmente aplicables son las demás disposiciones del artículo 32 en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala el presente artículo.

c) Análisis paso a paso

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan estas Normas, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres asociadas

TITULO III DISPOSICIONES DIVERSAS

Capítulo I *Consideraciones Generales de Diseño*

Art. 34. Desplazamiento Lateral

Cuando para el análisis sísmico se use el método estático o alguno de los dinámicos, será necesario calcular los desplazamientos de la estructura en el estado límite de servicio de acuerdo con los siguientes criterios:

a) Cálculo de desplazamientos en el estado límite de servicio

a) Si para el análisis se ha usado el método estático pero se ha ignorado el efecto del periodo estructural, tal como se prevé en el Artículo 32 inciso a), los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q\Omega/2.5$.

b) Si para el análisis se ha usado el método estático tomando en cuenta el efecto del periodo estructural, tal como se prevé en el Artículo 32 inciso b), o si se ha utilizado el método dinámico espectral, los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q'\Omega/2.5$. El valor de Q' se calculará para el periodo fundamental de la estructura.

b) Cálculo de desplazamientos en el estado límite de colapso

Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicados por el factor $Q\Omega$.

c) Revisión de desplazamientos laterales

Cuando la estructura se analice por el método estático o el dinámico modal, se revisará que su rigidez lateral sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- a. Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo estipula el Artículo 34 inciso a), no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004.
- b. Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo señala el Artículo 34 inciso b), divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la Tabla 4 para los distintos sistemas estructurales. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes del artículo 38, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según el Artículo 32 inciso e)

Tabla 4 Distorsiones máximas permitidas

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero ò concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Al calcular los desplazamientos mencionados arriba pueden descontarse los debidos a la flexión de conjunto de la estructura

Arto. 35. Análisis y diseño de otras construcciones nuevas

Las presentes Normas sólo son aplicables en su integridad a edificios. Tratándose de otras estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados al tipo de estructura en cuestión siempre que tales métodos respeten las disposiciones del presente Capítulo, sean congruentes con este Reglamento y reciban la aprobación del MTI y la Alcaldía correspondiente.

a) Tanques, péndulos invertidos y chimeneas

En el diseño de tanques, péndulos invertidos y chimeneas, las fuerzas internas debidas al movimiento del terreno en cada una de las direcciones en que se analice, se combinarán con el 50 por ciento de las que produzca el movimiento del terreno en la dirección perpendicular a ella, tomando estas últimas con el signo que para cada elemento estructural resulte más desfavorable.

En el diseño de tanques deberán tenerse en cuenta las presiones hidrostáticas y las hidrodinámicas del líquido almacenado, así como los momentos que obren en el fondo del recipiente.

b) Muros de contención

Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de contención, 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 $4S_a/3$ veces la gravedad. Podrán, asimismo, emplearse procedimientos diferentes siempre que sean previamente aprobados por el MTI y la Alcaldía correspondiente.

Arto. 36. Elementos no estructurales ó partes de la edificación.

Para evaluar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá que sobre el elemento en cuestión actúa la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por

$$1 + \frac{c'}{a_0} \quad (27)$$

donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción.

Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas y diafragmas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

Arto. 37. Fundaciones

Los muros de retención y las fundaciones de toda edificación deberán diseñarse y construirse de tal manera, que impidan los daños por asentamientos diferenciales, especialmente en terreno de baja capacidad resistente.

Arto. 38. Colindancias y Juntas de Separación.

- a) Toda nueva construcción debe separarse de las existentes por medio de juntas, de tal manera que no haya posibilidades de contacto, cuando se desplacen una hacia la otra por efecto de sismo o viento.
- b) Las construcciones de bloques de distinta altura ó de planta irregular en forma de L, T, E, H, C, Zz, se separarán preferentemente en bloques de planta rectangular y altura uniforme.
- c) La dimensión de las juntas y la separación de los bloques en el nivel i no será menor de 5 cm, pero no menos el desplazamiento en el estado límite de colapso mas 0.003 veces la altura de dicho nivel sobre el terreno.
- d) La separación entre cuerpos de un mismo edificio o entre edificios adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que corresponden a cada uno, de acuerdo con el párrafo precedente.
- e) Podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura y estructuración y, además, las losas coinciden a la misma altura, en todos los niveles. En los planos arquitectónicos y en los estructurales se anotarán las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.
- f) Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material.
- g) Si se usan tapajuntas, éstas deben permitir los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicularmente a él.

Arto. 39. Cambios Bruscos de Estructuración

Cuando existan cambios bruscos de rigidez, de resistencia ó de masas entre dos pisos adyacentes del orden de 2, se reducirán, los esfuerzos permisibles de diseño como se indica a continuación:

- a) Para el piso con menor rigidez, resistencia ó masas, el esfuerzo permisible usando en el diseño de los elementos estructurales deberán reducirse en un 50%.
- b) Para los pisos adyacentes a aquel donde ocurre la discontinuidad, el esfuerzo permisible deberá reducirse en un 25 %.

Arto. 40. Apéndices.

Para cada edificio mayores de 3 pisos, cuando la parte superior ó último piso de una estructura sea menor que el 75% de la rigidez, resistencia ó masas del piso inmediato inferior, dicho piso se diseñará para la condición más crítica que resulte de:

- a) Considerar el último piso como un apéndice y analizarlo de acuerdo a lo establecido en el Arto. 36 concentrando la fuerza horizontal en el tope.
- b) Determinar la fuerza sísmica horizontal en el último piso de acuerdo al Inc. a) del Arto. 32.

Arto. 41. Instrumentación

En todo edificio de más de 7 pisos, deberán instalarse por cuenta del propietario un acelerógrafo de tres componentes colocado en el nivel inmediatamente inferior al techo del edificio; para más de 14 pisos se instalarán uno adicional, de iguales características en el nivel basal.

Las especificaciones de calidad mínima, instalación y funcionamiento serán efectuadas por una autoridad competente del MTI y el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales.

Arto. 42. Reparación y Reforzamiento de Estructuras dañadas por sismos.

Si los daños causados por un sismo en una edificación no son de carácter estructural, éstos podrán ser reparados sin necesidad de preparar un proyecto con la tal finalidad. Sin embargo, toda estructura que resulte con daños menores en un sismo, deberá ser reparada de manera que se alcance al menos su resistencia estructural original.

Si los daños causados en una edificación por un sismo, son de carácter mayor según la inspección de la autoridad competente, el edificio debe ser reestructurado, preparando un proyecto de reparación y reestructuración que deberá cumplir las reglamentaciones mínimas contenidas en éste reglamento.

Mientras no se cumpla las disposiciones anteriores, el edificio no podrá ser ocupado para ningún uso.

Arto. 43. Estructuras existentes.

a) Cambio de uso

El propietario será responsable de los perjuicios conforme a las normas del derecho común que ocasione el cambio de destino de una construcción, cuando produzca cargas mayores que las del diseño original.

Cuando la remodelación, reestructuración ó modificación de un edificio requiera cambio de uso y estructuración ó agregando mayores cargas gravitacionales, la estructura deberá analizarse según las disposiciones contenidas en este reglamento.

b) Revisión

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el valor del factor de comportamiento sísmico Q que, en los términos del Artículo 21, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique, a satisfacción del MTI y la Alcaldía correspondiente, la adopción de un valor mayor que éste.

DISPOSICIONES DIVERSAS / RNC-07-39

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplome de la construcción excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por $1+10f$ cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, o por $1+5Qf$ cuando se use el estático o el dinámico modal, siendo f el desplome de la construcción dividido entre su altura. Si se emplea el método dinámico de análisis paso a paso se hará consideración explícita de la inclinación.

Para los casos de Edificaciones que estén siendo utilizados como Hospitales o Centros de Salud con camas y que atiendan las 24 horas del día, deberán ser sometidos a una revisión estructural, cuyos resultados sean congruentes con el grupo «A» definido en este documento.

Cuando se refuerce una construcción del grupo B con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de Q que corresponden a estos elementos, siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos 50 por ciento de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente el resto, y en cada nivel las resistencias de los elementos añadidos sean compatibles con las fuerzas de diseño que les correspondan. Deberá comprobarse que los sistemas de piso tienen la rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, deberán reforzarse y/o rigidizarse los sistemas de piso para lograrlo.

TITULO IV NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A VIENTO

Capítulo I *Generalidades y Definiciones*

Arto. 44. Generalidades

Deberá revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural. Se entenderá, en lo que sigue, que la dirección de barlovento es aquella de donde viene el viento, mientras que la dirección de sotavento es aquella hacia donde va el viento.

Deberá realizarse, además un diseño local de los elementos particulares directamente expuestos a la acción del viento, tanto los que forman parte el sistema estructural, tales como cuerdas y diagonales de estructuras triangulares expuestas al viento, como los que constituyen sólo un revestimiento (láminas de cubierta y elementos de fachada y vidrios). Para el diseño local de estos elementos se seguirán los criterios establecidos en el artículo 45 de estas normas.

Notación:

α = Exponente que determina la variación del viento con la altura.

δ = Altura a partir de la cual se considera que la variación de la velocidad del viento es despreciable.

Φ = Relación de solidez que se define como la relación entre el área efectiva sobre la que actúa el viento y el área inscrita por la periferia de la superficie expuesta.

A= Área tributaria de un elemento estructural.

C_p = Coeficiente de presión local.

F_α = Factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura.

F_{TR} = Factor correctivo por topografía y rugosidad del terreno.

p_z = Presión ejercida por el flujo de aire sobre una construcción.

V_D = Velocidad de diseño.

V_R = Velocidad regional.

z= Altura medida desde el suelo para el diseño por viento.

Arto. 45. Clasificación de las Estructuras

De acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en ellas, las estructuras se clasifican en cuatro tipos:

Tipo 1. Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos, es decir, que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre altura y dimensión menor en la planta es mayor que 5 o cuyo periodo natural de vibración excede de 2 segundos. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, amenos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de preesfuerzo y otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica.

Tipo 2. Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor de 5, o con periodo fundamental mayor de 2 segundos. Se incluyen también las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios, y en general las estructuras que presentan dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen las estructuras que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los tipos 3 y 4.

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A VIENTO / RNC-07-42

Tipo 3. Comprende estructuras como las definidas en el tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura. Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos y de pequeño diámetro, tales como tuberías y chimeneas.

Tipo 4. Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes que no puedan incluirse en el Tipo 1.

Arto. 46. Efectos a Considerar

En el diseño de estructuras sometidas a la acción del viento se tomarán en cuenta aquellos de los efectos siguientes que puedan ser importantes en cada caso:

- I. Empujes y succiones estáticos
- II. Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia
- III. Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes, y
- IV. Inestabilidad aeroelástica

Para el diseño de estructuras Tipo 1 bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento, calculados de acuerdo con el Artículo 10 , el Artículo 11 y el Artículo 14 de este reglamento.

Para el diseño de estructuras Tipo 2 deberán incluirse los efectos estáticos y los dinámicos causados por turbulencia. El diseño podrá efectuarse con un método estático equivalente, de acuerdo con las secciones correspondientes de estas normas, o con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos sobre las estructuras.

Las estructuras Tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo con los criterios especificados para las de Tipo 2, pero además, deberá revisarse su capacidad para resistir los efectos dinámicos de los vórtices alternantes.

Para estructuras Tipo 4 los efectos de viento se evaluarán con un procedimiento de análisis que tome en cuenta las características de la turbulencia y sus efectos dinámicos, pero en ningún caso serán menores que los especificados por el Tipo 1. Los problemas de inestabilidad aeroelástica ameritarán estudios especiales que deberán ser aprobados por el MTI y la Alcaldía.

Arto. 47. Precauciones durante la construcción

Se revisará la estabilidad de la construcción ante efectos de viento durante el proceso de erección. Pueden necesitarse por este concepto apuntalamientos y contravientos provisionales, especialmente en construcciones de tipo prefabricado.

Arto. 48. Generalidades.

Para el cálculo de empujes y/o succiones sobre las construcciones del Tipo 1 debidas a la presión del viento, se podrá emplear el método estático al aplicar las presiones de diseño del artículo 53 y los coeficientes de presión señalados en este mismo artículo. El método simplificado podrá aplicarse para estructuras con altura no mayor de 15 m, con planta rectangular o formada por una combinación de rectángulos, tal que la relación entre una altura y la dimensión menor en planta sea menor que 4. En este último caso se aplicará la presión de diseño del artículo 57 pero los coeficientes de presión se tomarán de la Tabla No. 14 . de este mismo artículo

Arto. 49. Determinación de la velocidad de diseño V_D

Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma se determinan con base en la velocidad de diseño. Dicha velocidad de diseño se obtendrá de acuerdo con la ecuación 28.

$$V_D = F_{TR} F_\alpha V_R \quad (28)$$

donde

F_{TR} factor adimensional correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante;

F_α factor adimensional que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura; y

V_R velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.

La velocidad de referencia, V_R , se define en el artículo 50 y los factores F_α y F_{TR} se definen en el artículo 51 y 52 , respectivamente.

Arto. 50. Determinación de la velocidad regional, V_R

La velocidad regional es la velocidad máxima del viento que se presenta a una altura de 10 m sobre el lugar de desplante de la estructura, para condiciones de terreno plano con obstáculos aislados (terreno tipo R2, Figura 6). Los valores de dicha velocidad se obtendrán de la Tabla , de acuerdo con la zonificación eólica mostrada en Figura 7. Dichos valores incluyen el efecto de ráfaga que corresponde a tomar el valor máximo de la velocidad media durante un intervalo de tres segundos. Las estructuras del Grupo B se diseñarán con los valores de 50 años de periodo de retorno, mientras que las estructuras del Grupo A se diseñarán con los valores de 200 años de periodo de retorno. Para las estructuras temporales que permanezcan por más de una estación del año se seleccionará la velocidad con periodo de retorno de 10 años.

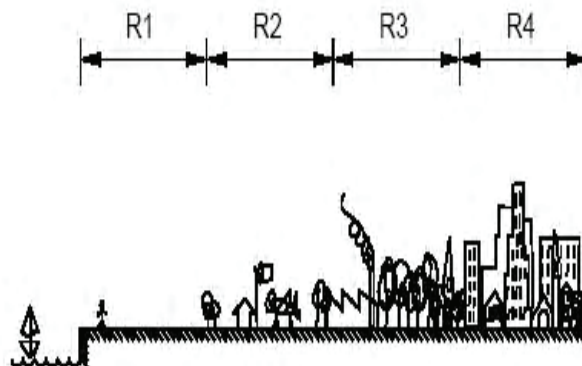


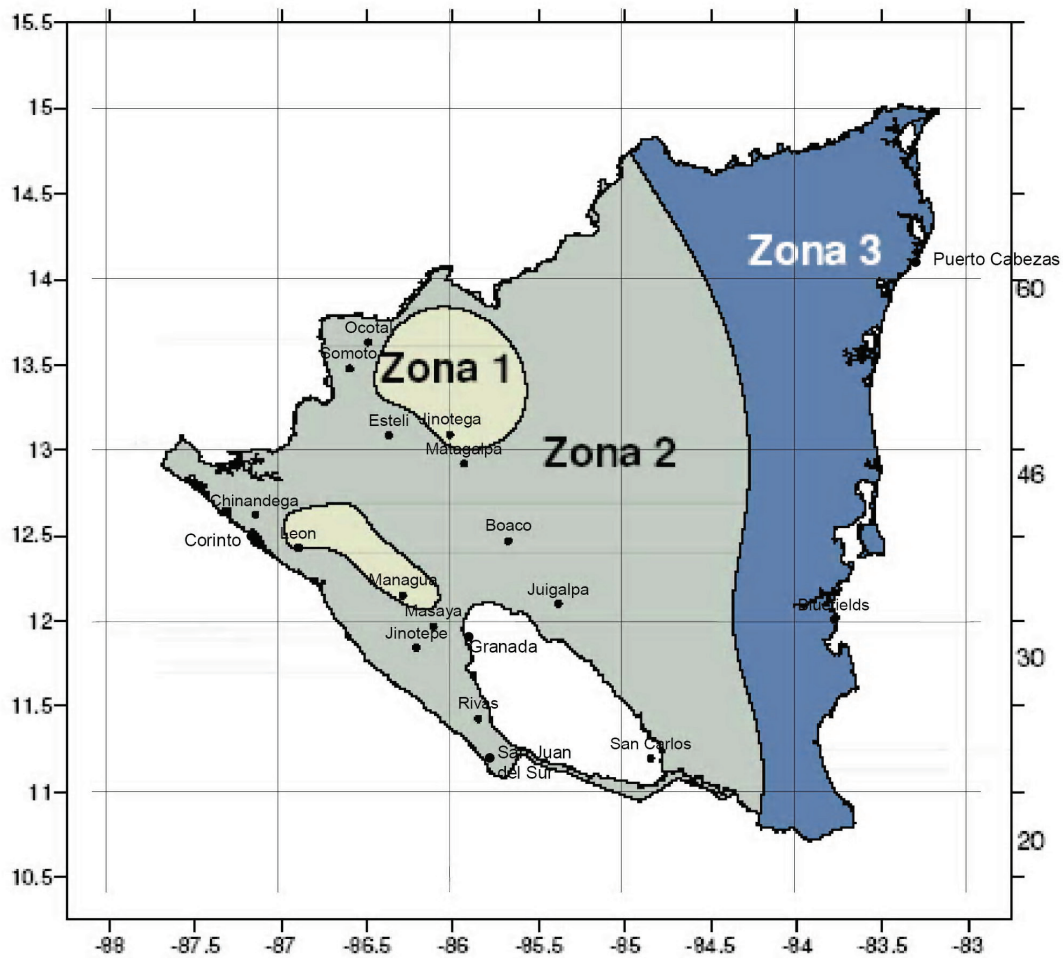
Figura 6 Rugosidad del Terreno

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A VIENTO / RNC-07-44

Tabla 5. Velocidades regionales, V_R , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s.

Zona	Importancia de la construcción	
	Periodo de retorno	
	50	200
1	30	36
2	45	60
3	56	70

Figura 7. Zonificación eólica de Nicaragua para Análisis por viento.



Arto. 51. Factor de variación con la altura, F_α

Este factor establece la variación de la velocidad del viento con la altura z . Se obtiene con las expresiones siguientes:

$$\begin{aligned}
 F_{\alpha} &= 1.0 & \text{si } z \leq 10 \text{ m} \\
 F_{\alpha} &= \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha} & \text{si } 10 \text{ m} < z < \delta \\
 F_{\alpha} &= \left(\frac{\delta}{10}\right)^{\alpha} & \text{si } z \geq \delta
 \end{aligned}
 \tag{29}$$

donde

- δ altura gradiente, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; δ y z están dadas en metros; y
- α exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno Figura 6 y se definen en la Tabla 6.

Tabla 6. Rugosidad del terreno, α y d .

Tipos de terreno (Figura)	α	δ , m
R1 Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2 Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3 Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4	0.156	390
R4 Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m	0.17	455

Arto. 52. Factor correctivo por topografía y rugosidad, F_{TR}

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplante la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio Tabla 7. En este último caso, si en una dirección de análisis de los efectos del viento existen diferentes rugosidades con longitud menor de 500 m, se deberá considerar la que produzca los efectos más desfavorables.

En terreno de tipo R1, según se define en la Tabla 6, el factor de topografía y rugosidad, F_{TR} , se tomará en todos los casos igual a 1.

Arto. 53. Determinación de la Presión de diseño, P_z .

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada, p_z , en kg/m², se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada de manera general por la siguiente ecuación:

$$(p_z = 0.0479C_p V_D^2 \text{ kg / m}^2) \quad (30)$$

donde

C_p coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura; y
 V_D velocidad de diseño a la altura z, definida en el artículo 49

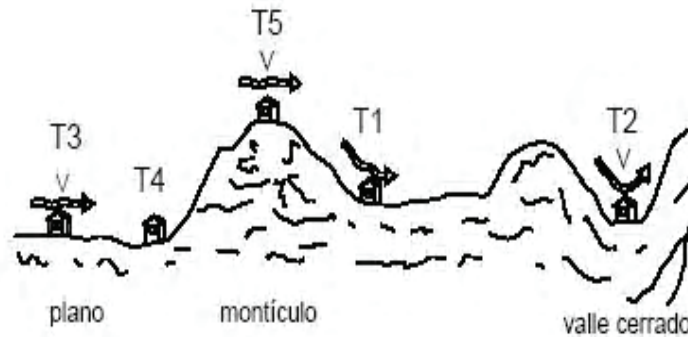


Figura 8. Formas topográficas locales.

Tabla 7. Factor F_{TR} (Factor de topografía y rugosidad del terreno)

Tipos de Topografía (Figura)	Rugosidad de terrenos en alrededores		
	Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1 Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.8	0.7	0.66
T2 Valles cerrados	0.9	0.79	0.74
T3 Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal)	1	0.88	0.82
T4 Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.1	0.97	0.9
T5 Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas o valles cerrados	1.2	1.06	0.98

Arto. 54. Factores de presión

Los factores de presión, C_p , para el caso del método estático, se determinarán según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con la clasificación siguiente:

Caso I. Edificios y construcciones cerradas. Se considerarán los coeficientes de presión normal a la superficie expuesta de la Tabla 8 o 9

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A VIENTO / RNC-07-47

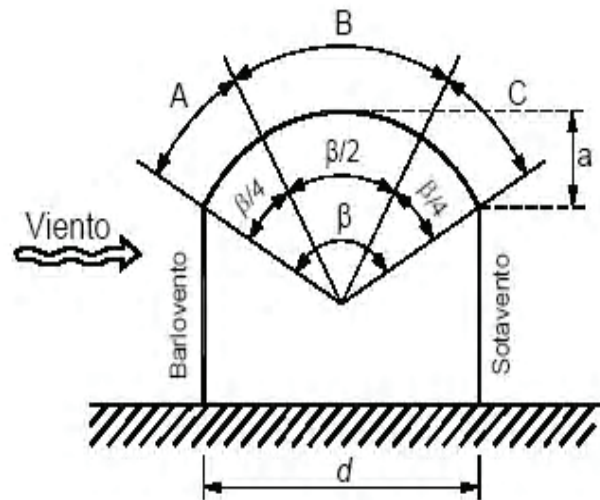
Tabla 8. Coeficientes C_p para construcciones cerradas.

	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento*	-0.4
Paredes laterales	-0.8
Techos planos	-0.8
Techos inclinados, lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados, lado de barlovento**	$-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8$
Techos curvos	véase Tabla

*La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel z igual a la altura media del edificio.

** θ es el ángulo de inclinación del techo en grados.

Tabla 9. Factores de presión para cubiertas de arco.



Relación $r = a/d$	A	B	C
$r < 0.2$	-0.9	-	-
$0.2 < r < 0.3$	$3r - 1$	$-0.7 - r$	-0.5
$r > 0.3$	$1.42r$	-	-

Nota: A, B y C representan zonas de la cubierta. Para cubiertas de arco apoyadas directamente sobre el suelo, la zona A deberá diseñarse con un factor de empuje igual a $1.4r$ para todo valor de r .

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A VIENTO / RNC-07-48

Caso II. Paredes aisladas y anuncios. La fuerza total sobre la pared o anuncio, suma de los empujes de barlovento y succiones de sotavento, se calculará a partir de la ecuación 30; se utilizará un factor de presión obtenido de la Tabla 10, la Tabla 11, y la Tabla 12(Figura y Figura).

La Tabla 10 se aplica para anuncios con $1 \leq d/he \leq 20$ y muros con $1 \leq d/H \leq 20$. Si d/he o d/H es mayor que 20, el coeficiente de presión será igual a 2.0. En el caso de muros, si d/H es menor que 1.0, el coeficiente de presión también será igual a 2.0.

En el caso de anuncios, si d/he es menor que 1.0 y he/H mayor o igual que 0.2, el coeficiente de presión será igual a 2.0. Si he/H es mayor que cero pero menor que 0.2 entonces el coeficiente de presión se calculará con la expresión de la Tabla 10. Para este fin la relación d/he se sustituirá por su valor inverso. En el caso del viento a 45 grados la presión resultante es perpendicular al anuncio o muro y está aplicada con una excentricidad del centroide, según la distribución de presiones de la Tabla 11. Dicha excentricidad no deberá tomarse menor que $d/10$.

Para las paredes y anuncios planos con aberturas, las presiones se reducirán con el factor dado por $\phi(2 - \phi)$ donde ϕ es la relación de solidez del anuncio o muro.

Tabla 10. Viento normal al anuncio o muro.

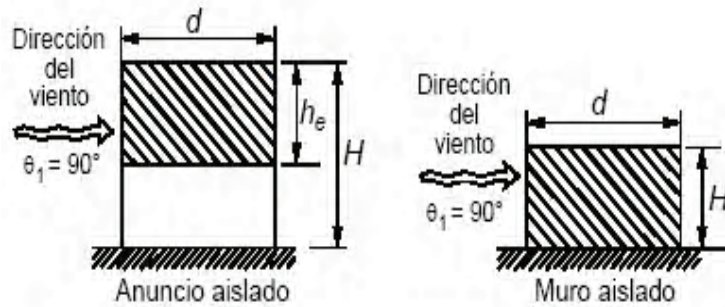
Coeficiente de presión neta (Cp)		
Anuncios		Muros
$0 < he/H < 0.2$	$0.2 \leq he/H \leq 0.7$	
$1.2 + 0.02(d/he-5)$	1.5	1.2

Tabla 11. Viento a 45° sobre el anuncio o muro.

Coeficiente de presión neta (Cp) en zonas de anuncios o muros					
Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento del anuncio o muro					
Anuncios			Muros		
0 a 2he	2he a 4he	>4he	0 a 2H	2H a 4H	>4H
3	1.5	0.75	2.4	1.2	0.6

Tabla 12. Viento paralelo al plano del anuncio o muro.

Coeficiente de presión neta (Cp) en zonas de anuncios o muros					
Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento del anuncio o muro					
Anuncios			Muros		
0 a 2he	2he a 4he	>4he	0 a 2H	2H a 4H	>4H
± 1.2	± 0.6	± 0.3	± 1	± 0.5	± 0.25



Nota: Si $h_e/H > 0.7$ el anuncio deberá tratarse como muro aislado

Figura 9. Dimensiones de muros y anuncios en dirección del viento.

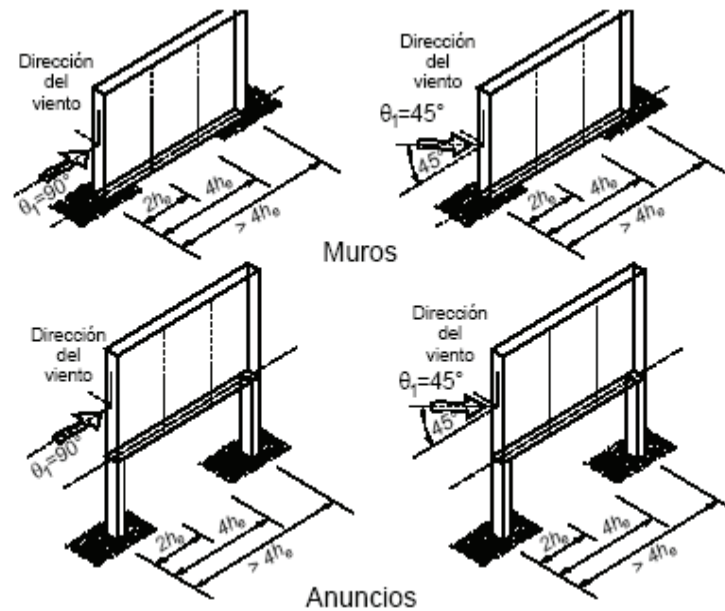


Figura 10. Acción sobre paredes aisladas o anuncios.

Caso III. Estructuras reticulares. Para el diseño de estructura reticulares como las formadas por traves de alma abierta y armaduras a través de las que pasa el viento, se usará un factor de presión de 2.0 cuando están constituidas por elementos de sección transversal plana y de 1.3 cuando los elementos constitutivos son de sección transversal circular.

Cuando se tengan marcos o armaduras en diversos planos, podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de sus miembros proporcionan a otros, siempre y cuando los miembros sean hechos a base de secciones planas. El factor de protección se calculará como $1 - 1.7(\phi - 0.01x)$, siendo x el cociente entre la separación de muros o armaduras y el peralte de dichas armaduras y ϕ la relación de solidez la que se define como la relación entre el área efectiva sobre la que actúa el viento y el área inscrita por la periferia de la superficie expuesta

Caso IV. Chimeneas, silos y similares. Los factores de presión varían en función de la forma de la sección transversal y de la relación de esbeltez de la estructura. Sus valores se especifican en la Tabla 13.

En este tipo de estructuras, además de los efectos estáticos, deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos.

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A VIENTO / RNC-07-50

Tabla 13. Factores de presión para chimeneas y silos.

Forma de la sección transversal	Relación de esbeltez*		
	1	7	25
Cuadrada	1.3	1.4	2
Hexagonal u octagonal	1	1.2	1.4
Circular (Sup. Rugosa)	0.7	0.8	0.9
Circular (Sup. Lisa)	0.5	0.6	0.7

*La relación de esbeltez se define como la relación de altura a lado menor de la estructura. Se interpolará linealmente para valores intermedios

Caso V. Antenas o torres de sección pequeña. Para el diseño de antenas o torres hechas a base de armaduras, de sección transversal cuadrada o triangular, en que la mayor dimensión de su sección transversal es menor a un metro, el coeficiente de empuje se calculará con la siguiente expresión:

$$C_p = 4 - 5.5\Phi > 1.8 \quad (31)$$

Para antenas cuyos miembros son de sección circular (tubos), el coeficiente de empuje podrá reducirse multiplicándolo por 0.7.

Arto. 55. Presiones interiores

Cuando las paredes de una construcción puedan tener aberturas que abarquen más de 30% de su superficie, deberá considerarse en el diseño de los elementos estructurales el efecto de las presiones que se generan por la penetración del viento en el interior de la construcción. Estas presiones se considerarán actuando uniformemente en las partes inferiores de las paredes y techo y se determinarán con la ecuación 30 empleando los factores de empuje que se indican a continuación, en función de las aberturas que puedan existir en las paredes de la construcción.

	C_p
Aberturas principalmente en la cara de barlovento	0.75
Aberturas principalmente en la cara de sotavento	-0.6
Aberturas principalmente en las caras paralelas a la dirección del viento	-0.5
Aberturas uniformemente distribuidas en las cuatro caras	-0.3

Arto. 56. Área expuesta

El área sobre la que actúa la presión calculada con la ecuación 30 se tomará igual a la superficie expuesta al viento proyectada en un plano vertical, excepto en techos y en elementos de recubrimiento en que se tomará el área total. La dirección de las presiones de viento será normal a la superficie considerada.

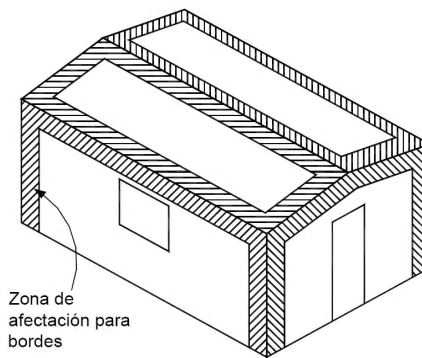
En superficies con vanos, como las de estructuras reticulares, sólo se considerará el área proyectada de las partes sólidas. Cuando se tengan elementos reticulares en diversos planos podrá tomarse en cuenta la protección que algunos de los miembros proporcionen a otros, mediante el criterio indicado en el caso III del artículo 53.

En techos de diente de sierra, se considerará que la presión actúa sobre la totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los demás.

Arto. 57. Coeficientes de presión para el método simplificado

Los coeficientes de presión a considerar en muros y techos de construcciones que cumplan con los requisitos para aplicar el método simplificado, se indican en la Tabla 14. En las aristas de muros y techos se considerarán los coeficientes de presión en bordes que se indican en dicha tabla. Estos coeficientes de borde solamente se aplicarán para el diseño de los sujetadores en la zona de afectación indicada en la Tabla 14. El ancho de la zona de afectación a lo largo de los bordes de muros y techos será la décima parte de su dimensión menor (ancho o largo) o del total de su altura (si ésta resulta menor).

Tabla 14 Coeficientes de presión para el método simplificado.



Superficie	C_p	C_p (en bordes)
Muros	± 1.45	± 2.25
Techos	± 2.1	± 3.4

Capítulo IV

Diseño de elementos de recubrimiento

Arto. 58. Diseño de Elementos de Recubrimiento.

Se diseñarán con los criterios establecidos en este artículo los elementos que no forman parte de la estructura principal y los que no contribuyen a la resistencia de la estructura ante la acción de viento, así como los que tienen por función recubrir la estructura. Cada elemento se diseñará para las presiones, tanto positivas (empujes) como negativas (succiones) que correspondan a la dirección más desfavorable del viento, calculadas con la ecuación 30. Se usarán los factores de presión de la Tabla 15 para elementos ubicados en edificios de más de 20 m de altura, los de la Tabla 16. para los que se encuentran en edificios de altura menor de 20 m, y los de la Tabla 17. para cubiertas de arco. Para el diseño de parapetos, se empleará un factor de presión calculado como:

$$C_p = -3.0\phi + A/75 - 1.8 \quad (32)$$

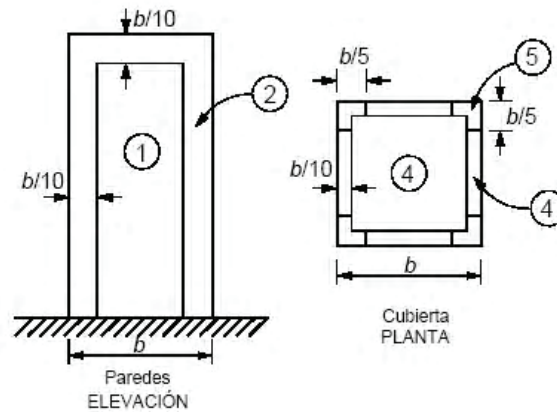
donde A es el área tributaria del elemento a diseñar, en metros cuadrados.

Adicionalmente se considerarán los efectos de las presiones interiores, calculadas como se indica en el artículo 55 de este reglamento, para construcciones en cuyas paredes pueda haber aberturas que abarquen más de 30% en su superficie. Cuando este porcentaje no exceda de 30 se considerará, para el diseño de los elementos de recubrimiento un factor de presión de ± 0.025 .

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A VIENTO / RNC-07-52

Tabla 15. Factores de presión para elementos de recubrimiento en edificios con altura, H , mayor o igual a 20m.

Zona	Efecto	Factor de presión
1	succión	$-1.1 < -1.2 + A/100 < -0.75$
	empuje	$0.8 < 1.1 - A/130$
2	succión	$-2 < -2.2 + A/150 < -1.3$
	empuje	$0.8 < 1.2 + A/130$
3	succión	$-2 + A/13 < -0.85$
4	succión	$-2.5 + A/20 < -0.75$
5	succión	$\pm A/8 < -2$



donde

b es el ancho mínimo del edificio

A es el área tributaria del elemento que se diseña

Tabla 16. Factores de presión para elementos de recubrimiento en edificios cuya altura es menor a 20 m.

Zona	Efecto	Factor de presión
1	succión	$-2 + A/50 < -1.1$
	empuje	$1.6 - A/100$
2	succión	$-1.4 + A/50 < -1.2$
3	succión	$-3.0 + A/10 < -2.0$
4	succión	$1.4 + A/50 < -1.2$
	empuje	$1.3 - A/50 > 1.1$
5	succión	$-1.7 + A/35 < -1.4$
	empuje	$1.3 - A/50 > 1.1$

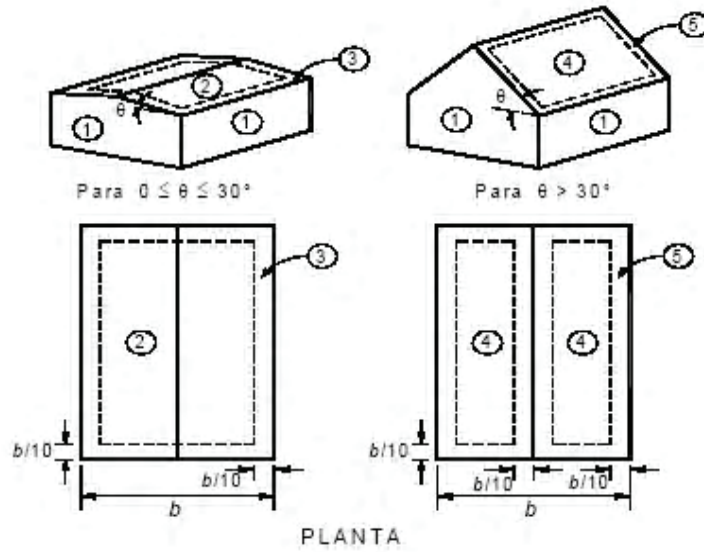
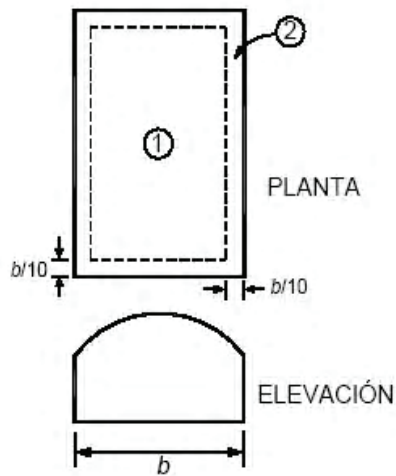


Tabla 17. Factores de presión para elementos de recubrimiento en cubiertas de arco.

Multiplíquense los valores indicados en la Tabla por los siguientes factores:

Zona	Área Tributaria	
	$A < 10$	$A > 10$
1	1.2	1.15
2	1.4	1.3



TITULO V NORMAS MÍNIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERÍA

Capítulo I *Generalidades y Definiciones*

Arto. 59. Generalidades

Estas normas proveen requerimientos mínimos necesarios para el análisis y diseño de edificios de mampostería. No exime de manera alguna el estudio y cálculo para definir las dimensiones y requisitos a usarse en el diseño y construcción.

El sistema de mampostería tendrá capacidad para resistir cargas gravitacionales, cargas sísmicas y las que se den por la presión del viento.

Para el estudio de las cargas de diseño, que comprenden cargas muertas, cargas vivas, cargas de viento, cargas debido a cenizas volcánicas y cargas sísmicas, deberá referirse al título I capítulo IV y título II capítulo I, II y III de las Normas de Diseño Estructural.

En aquellas disposiciones en que se haga referencia al AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM), se entenderán complementarias a las aquí establecidas.

Notación:

f_m	= es el promedio de la resistencia de las pilas ensayadas, corregidas por la esbeltez.
C_v	= el coeficiente de variación de la resistencia de los prismas.
f_m	= Esfuerzo de compresión axial en paredes de mampostería .
f'_m	= Esfuerzo último de compresión en mampostería
t	= Espesor de la pared en cm.
h	= Distancia de claro no soportada en cm.
ρ_{min}	=Acero mínimo
V	= Fuerza cortante en el paño confinado en Kg.
A_c	= Área de concreto en cm^2
f'_c	= Esfuerzo de compresión del concreto en Kg / cm^2
s	= separación de estribos en cm.
b	= Ancho de la sección en cm.
F_y	= Fluencia del acero en Kg /cm^2 .

Art. 60. Definiciones

Se establecen las siguientes definiciones para los términos que aparecen en este título:

a) Mampostería Reforzada

Es un sistema constructivo en el que se utilizan muros construíditudos de piezas sólidas o huecas de concreto o arcilla, unidas con mortero de calidad apropiada. El espacio libre entre las piezas sólidas llevará el refuerzo horizontal y vertical en forma de malla, las piezas huecas llevarán el refuerzo vertical en las celdas y el horizontal en las juntas o bloques tipo U. El lugar dónde va colocado el refuerzo es llenado con concreto fluido.

NORMAS MÍNIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERÍA / RNC-07-56

b) Mampostería Confinada

Es un sistema constructivo para resistir cargas laterales en el cual, la mampostería está confinada por elementos de amarre de concreto reforzado. Los bloques de mampostería constituyen el alma de un diafragma y los elementos de amarre los patines.

c) Piezas Sólidas

Se considera como piezas sólidas, aquellas que tengan en su sección horizontal más desfavorable un área neta por lo menos del 75% del área bruta.

d) Piezas Huecas

Serán las piezas que presenten en su sección más desfavorable, un área neta por lo menos del 50% del área bruta y el espesor de sus paredes sea cuando menos igual a 2.5 cms.

e) Área Bruta

El área bruta de los bloques será el área total incluyendo las celdas.

Arto. 61. Piezas de Mampostería

Las piezas de mampostería consideradas pueden ser de concreto, de arcilla y de cantera. Los bloques de concreto y cantera, deberán poseer una resistencia a la compresión no menor de 55 kg/cm² y los bloques de arcilla una resistencia no menor de 100 kg/cm² sobre el área bruta.

Todas las piezas de mampostería deberán tener una resistencia mínima a la tensión de 9 Kg/ cm².

Arto. 62. Mortero

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

1. Su resistencia a la compresión no será menor de 120 Kg/ cm² a los 28 días.
2. El mortero tendrá que proporcionar una fuerte y durable adherencia con las unidades y con el refuerzo.
3. La junta de mortero en las paredes proporcionara como mínimo un esfuerzo de tensión de 3.5 kg/cm².

Arto. 63. Acero de refuerzo

Para el refuerzo de mampostería, se usará n varillas de acero corrugadas. El acero de refuerzo será ASTM- A-615 grado 40. Se admitirá acero liso de 6 mm en estribos.

El acero de refuerzo usado en mampostería cumplirá con lo estipulado en la Sección 1.2 del ACI 530-02.

Los traslapes, uniones y anclajes del refuerzo en la mampostería, serán de acuerdo a lo especificado en las Normas de Concreto Reforzado.

NORMAS MÍNIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERÍA/ RNC-07-57

Capítulo II

Normas Constructivas Generales de Mampostería

Arto. 64. Disposicionesón General

Estas Normas comunes a mampostería reforzada y confinada señalan los requerimientos constructivos mínimos que deben cumplir los materiales de la mampostería y el procedimientos constructivo. Las normas específicas de construcción para mampostería reforzada son tratadas en el Capítulo 5 de esta norma.

Arto. 65. Materiales.

Los materiales deberán cumplir las especificaciones mínimas indicadas en las Normas de Diseño y cada fábrica de materiales está en la obligación de controlar sistemáticamente la calidad de sus productos, por medio de ensayo de materiales previamente aprobados por el Ministerio de Transporte e Infraestructura.

Los materiales de la mampostería deberán cumplir con los requerimientos señalados a continuación.

I. Piezas

- a) Las dimensiones de las piezas de arcilla y concreto no deberán definir de las variaciones permisibles según Sec. 5 ASTM C-55 y Sec. 3 ASTM C-62.
- b) Deberán ser almacenadas en el lugar del proyecto apiladas en forma alternada (un nivel en el sentido longitudinal de la pieza y el siguiente transversal a éste, y así sucesivamente), protegidas contra el agua, de tal forma que la humedad del suelo (lluvia, irrigación, etc.), no sea absorbida por dichas piezas (normalmente sobre tablas de madera). Se recomienda cubrirla con un material impermeable.
- c) Deberá tenerse cuidado de no maltratar las piezas para evitar daños en sus caras exteriores.
- d) Las piezas a usarse deberán estar libres de agrietamientos y no deberán desmoronarse (lo que interfiere en sus resistencia), Excepto que ligeras grietas o pequeñas desboronaduras en los bordes o esquinas aparezcan en menos del 5% del total de piezas.
- e) Usar piezas con buena granulometría que reduzcan al mínimo las contracciones, o sea una pieza con gran densidad.
- f) Las unidades de concreto deberán estar limpias y secas para evitar esfuerzos de tensión y cortante que ocasionen grietas y las unidades de arcillas deberán estar limpias y previamente saturadas a su colocación. En el caso de la pieza de arcilla, al momento de colocarla, deberá haber absorbido el agua para evitar la flotación del mortero horizontal.
- g) Se deberán escoger unidades al azar para ser ensayadas de acuerdo ASTM C-140 y ASTM C-67, según se trate de piezas de concreto o arcillas y revisadas para el cumplimiento de las especificaciones.

II. Mortero

- a) Los agregados deberán ser almacenados en un lugar nivelado, seco y limpio, generalmente sobre una superficie lisa y dura, donde puedan ser guardados evitando que se mezclen con sustancias deletéreas.
- b) La cal y el cemento deberán almacenarse alejados de la humedad en un lugar alejados de la humedad en un lugar cubierto, manteniéndose 15 cm.s sobre el suelo y revisados para ver si están frescos, sin grumos y según requerimientos.
- c) Las proporciones de la mezcla de morteros y las características físicas de los materiales deberán mantenerse con precisión constante durante el transcurso del proyecto; en caso de variarse se deberán cumplir las especificaciones requeridas.
- d) El agua empleada deberá ser limpia, libre de sustancia deletérea, ácidos, álcalis y materia orgánica.
- e) Se deberá emplear la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable. Las cantidades a mezclar deberán ser de tal forma que permitan el uso de sacos completos.

NORMAS MÍNIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERÍA / RNC-07-58

- f) El tiempo de mezclado a máquina, una vez que todos los ingredientes se encuentren en la mezcladora, no debe ser menor de 5 minutos, mezclando primero durante 3 minutos, dejando descansar otros 3 y mezclando luego los 2 minutos. Deberá tenerse un cuidado especial durante los 3 minutos de descanso para evitar la evaporación, cubriendo la abertura o parte superior de la mezcladora. El tiempo de mezclado a máquina, una vez que todos los ingredientes se encuentran en la mezcladora, no debe ser menor de 5 minutos, mezclando primero durante 3 minutos, dejando descansar otros 3 y mezclando luego los 2 minutos. Deberá tenerse un cuidado especial durante los 3 minutos de descanso para evitar la evaporación, cubriendo la abertura o parte superior de la mezcladora.
- El procedimiento a seguir para el mezclado a máquina es: Se echa primeramente el agregado fino con una cierta cantidad de agua (un 190%); luego se inicia el mezclado y se adiciona el cemento, cal si se usa y el agua en pequeñas cantidades mientras la mezcladora está funcionando. Se deberán tomar precauciones para el mortero que queda adherido a la mezcladora después de descargarla. El Laboratorio definirá la forma y tiempo de mezclado tanto mecánico como manual.
- g) El mezclado a mano del mortero de se permitirá sólo para pequeños trabajos aprobados por el Ingeniero responsable en un recipiente hermético, limpio, humedecido, no absorbente y que no deje escapar el agua del mortero. La máxima cantidad de mortero hecho en una sola tendrándea deberá ser como máximo 40 litros.
- El procedimientos a seguir para el mezclado a mano es: se extiende primero el cemento y la arena en la batea, mezclándolo en seco (volteando con la pala de afuera hacia dentro) luego se agrega el agua poco a poco y se, mezcla hasta que le mortero esté homogéneo y de la consistencia deseada.
- h) No se debe salpicar agua encima del mortero sino haciendo un hueco en la mezcla donde se coloca el agua.
- i) Si el mortero empieza a endurecerse podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada, agregándole agua si es necesario, pudiéndose usar dentro de un lapso de 2½ horas después de su mezclado inicial, no debiendo permanecer más de 1 hora sin remezclarse.
- j) No deberán emplearse aditivos ni colorantes en el mortero al tiempo de mezclarse a máquina ó a mano, a menos que sean contemplados en planos y especificaciones o aprobados por el Ingeniero Responsable.
- k) Deberán hacerse los ensayos en el laboratorio según ASTM-C-91 si las especificaciones lo exigen o si el Ingeniero Responsable así lo determina.

III. Concreto

- a) Deberá cumplir con los incisos a, b, c y d del punto II, referente a Mortero.
- b) Las proporciones de los materiales que compongan la mezcla podrá ser en volumen o peso de acuerdo a las especificaciones de diseño.
- c) Todo el equipo que se utilizará en el mezclado de los materiales deberá estar completamente limpio, antes de iniciarse dicho mezclado.
- d) El concreto deberá ser distribuido al momento de colocarse, de una manera uniforme para evitar ratoneras o vacíos en el concreto.
- e) Deberán hacerse ensayos en el laboratorio, según ASTM, para verificar el cumplimiento de las especificaciones de diseño con un mínimo de tres muestras por cada 10m³.

IV. Refuerzo

- a) Deberá almacenarse en el lugar de la obra, evitando que se tuerza o doble, manteniéndolo alejado de la suciedad, lodo, aceite o cualquier otra materia que vaya en detrimento de la adherencia.
- b) El óxido superficial no es dañino para la adherencia, siempre que el peso unitario de un espécimen limpio esté conforme con el peso mínimo y los requisitos de altura de deformación, según ASTM.
- c) Deberá cumplir las especificaciones referentes a diámetro, uniones, anclajes y resistencia a la corrosión.
- d) Los estribos deberán tener el espaciamiento indicado en los planos, al momento de su colocación.
- e) Se deberá colocar conforme al plano y a las especificaciones; en caso contrario, deberá ser aprobado por el Ingeniero Responsable.
- f) Deberá quedar totalmente recubierto de concreto según Especificaciones de diseño.

NORMAS MÍNIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERÍA RNC-07-59

g) Deberán realizarse ensayos según ASTM A-615 cuando el Ingeniero Responsable o el supervisor lo determinen.

Arto. 66. Procedimiento Constructivo

El procedimiento constructivo a seguir deberá considerar lo siguiente:

- a) Antes de colocar la primera hilada, la superficie de la fundación deberá estar limpia, nivelada, ligeramente humedecida, rugosa y libre de agregados sueltos, grasa o cualquier otra sustancia que evitaría que el mortero o concreto alcanzara la adherencia adecuada.
- b) La fundación deberá mantener su horizontalidad y verticalidad, descansando la primera hilada firmemente sobre la fundación. Su horizontalidad deberá ser tal que la primera junta horizontal de mortero, mantenga un mismo espesor, permitiéndose en caso de no cumplirse que dicha junta varía entre 0.6 cm. (1/4") y 2.5 cm (1") en espesor. Su verticalidad debe ser Debe ser que la mampostería no se proyecte fuera de la fundación, permitiéndose en caso de no cumplirse, una proyección máxima de 1 cm. (3/8").
- c) Al colocarse la primera hilada, una junta horizontal de mortero, deberá extenderse sobre la fundación en todo el espesor de la pared. En el caso de bloques huecos, se recomienda llenar todas las celdas de la primera hilada con mortero o concreto fluido.
- d) Los bloques deberán colocarse manteniendo la sección horizontal más ancha hacia arriba, lo cual proporciona una mayor área para la colocación del mortero de junta horizontal y mejor manejabilidad para el operario. Las piezas deberán ser colocadas una encima de otra con juntas alineadas o cuatroapeadas (Utilizando medios bloques). Debe evitarse cortar los bloques y en caso de requerirse, deberá hacerse de manera nítida y con la seguridad de obtener la forma deseada.
- e) Se debe untar el mortero en las caras verticales exteriores de las piezas, antes de colocarla, en los filos de la superficie, en caso de tener salientes, y si no en toda la cara vertical. Se pueden untar 3 ó 4 piezas con mortero vertical y colocarlas sobre su posición final presionando sobre la cama de mortero y contra las piezas previamente colocadas, produciendo así la llena de las juntas. Se deberá colocar el mortero en el espesor longitudinal de las paredes del bloque o en toda la cara en el caso del ladrillo. Para asegurar una buena unión entre las piezas, el mortero de la junta horizontal no deberá extenderse más allá de las piezas ya colocadas (4), pues se endurece y pierde su plasticidad. Cuando la pieza es colocada, el exceso de mortero que se sale de las juntas deberá limpiarse inmediatamente con la cuchara, pudiéndose echar en el recipiente de mortero y remezclado con mortero fresco, salvo que se caiga sobre el suelo o andamios, en cuyo caso deberá rechazarse.
- f) Deberá usarse el nivel para asegurar que estén correctamente alineados, colocados adecuadamente y aplomados. No deberá moverse ninguna pieza después de su fraguado, si fuera necesario, deberá quitársele el mortero y volver a fijar la unidad con mortero fresco, pues si no se rompería la unión y más tarde sería una fuente posible de roturas.
- g) Cualquier parche en las juntas que no quedaron herméticas o rellenos de hoyos dejados por clavos, debe ser hecho con morteros fresco y cuando el mortero adyacente esté a medio fraguar, presionando con un taco de madera, cuando se llenen los hoyos deberán cuidarse de no manchar los bloques adyacentes.
- h) El acabado de las juntas horizontales deberá hacerse con barras de 60 cms de longitud para producir una superficie uniforme que una perfectamente los bloques en las aristas. Esto se hará cuando el mortero esté a medio fraguar, pero con suficiente plasticidad para que tenga adherencia. El tipo «Cóncono» se logra utilizando una varilla de 3/8"; y la tipo «V» con una de 1/2".

El acabado de las juntas verticales se efectuará una vez terminado el anterior, mediante pequeñas barras que den la forma deseada. Una vez acabadas todas las juntas, se deberá proceder a quitar todo el exceso del mortero sobrante que se encuentre adherido limpiando con un cepillo.

NORMAS MÍNIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERÍA / RNC-07-60

Las paredes sin terminar deberán protegerse de la lluvia mediante un material impermeable; estas al concluirse deberán mantenerse húmedas por lo menos durante los primeros 7 días.

Capítulo III

Normas de Diseño de Mampostería Reforzada

Arto 67. Generalidades de Diseño

Las edificaciones de mampostería reforzada estarán compuestas estructuralmente por los siguientes elementos: Unidades de mampostería o bloques, concreto fluido, mortero y el acero de refuerzo. Todos estos componentes que integran la mampostería reforzada no trabajan independientemente ante las distintas cargas. Su comportamiento es el resultado de un trabajo conjunto de todos ellos.

En mampostería reforzada, todas las dimensiones tales como longitud total, ancho y altura de pared y aberturas para ventanas, así como también áreas de pared entre puertas, ventanas, esquinas, deberán planificarse de tal manera que se utilicen unidades enteras y medias unidades. Todas las dimensiones horizontales serán múltiplos de la longitud nominal de las medias unidades y todas las dimensiones verticales serán en múltiplos de la altura nominal total de las unidades.

Las unidades de mampostería deberán ser moduladas para que haya coincidencia de los huecos de una hilada con la hilada superpuesta, en donde se usa refuerzo.

Para facilitar la modulación se recomiendan piezas con relación largo/ancho igual a 2.

Arto. 68. Bloques

Los huecos del bloque que contiene el acero de refuerzo deberán tener un ancho mínimo de 6.035 cms. El área mínima del hueco, para colado de gran altura, deberá ser menor de 56.25cm².

Arto. 69. Concreto

La resistencia a la compresión del concreto fluido a los 28 días no deberá ser menor de 140 Kg /cm².

El revenimiento del concreto fluido ha de ser aproximadamente 20 cms. Para bloques de baja absorción (menos del 8%) y 25 cms. Para unidades de absorción alta (entre el 8% y el 12%).

Arto. 70. Juntas

La junta del mortero entre los bloques será de 1 cm. Para alcanzar la junta de 1 cm, la arena será cribada por la malla No. 8.

Arto. 71. Refuerzo

El refuerzo horizontal usado en las juntas con el fin de minimizar el agrietamiento consistirá de pequeñas armaduras, formadas al menos por dos alambres No. 9 y su recubrimiento no será menor que 1.5 cm ds. De la cara exterior del bloque.

El refuerzo horizontal, serán varillas no menos de 3/8"

El refuerzo vertical colocado en las celdas de los bloques no será menor que varillas de 3/8" y su recubrimiento será como mínimo de 1 cm de la cara interior de la celda.

NORMAS MÍNIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERÍA / RNC-07-61

Arto. 72. Esfuerzo de compresión de la mampostería

La resistencia a la compresión última a los 28 días f'_m , es una de las propiedades más importantes usadas en el diseño de la mampostería reforzada. Este ensayo se hará en prismas o muretes, el cual deberá ser una muestra representativa de la composición real de la pared. Los prismas deben ser construidos por el albañil usando los materiales y mano de obra utilizada en la estructura. La consistencia del mortero y el concreto fluido, el espesor y acabado de las juntas y el contenido de humedad de las unidades al tiempo de colocación, deben ser las mismas usadas en las estructuras.

El prisma estará formado por lo menos con tres piezas sobrepuestas. La relación altura-espesor del prisma estará comprendida entre 2 y 5.

El esfuerzo medio obtenido en los ensayos de los prismas calculados sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla siguiente:

Factores correctivos para la Resistencia de los Prismas con diferentes Relaciones de Esbeltez.

Relación de esbeltez de los Prismas.	2	3	4	5
Factor Correctivo.....	0.77	0.91	1.00	1.05

Para esbelteces intermedias se interpolará linealmente. La resistencia a la compresión de la mampostería a la compresión de la mampostería se calculará como:

$$f'_m = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5 C_v} \quad (33)$$

Donde:

\bar{f}_m = es el promedio de la resistencia de las pilas ensayadas, corregidas por la esbeltez.

C_v = el coeficiente de variación de la resistencia de los prismas, que en ningún momento se tomara menor a 0.20

La determinación se hará en un mínimo de 9 prismas construidos, con piezas provenientes de por lo menos 3 lotes diferentes.

Arto. 73. Especificaciones Mínimas.

Las paredes de mampostería reforzadas deberán cumplir con las siguientes especificaciones mínimas:

a) El espesor mínimo de las paredes soporte de la mampostería reforzada será de 14 cm. y la relación de altura a espesor no excederá de 25.

b) Los esfuerzos axiales en paredes soporte de mampostería reforzada, no deberá exceder el valor dado por:

$$f_m = 0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{40 t} \right) 3 \right] \quad (34)$$

Donde:

f_m = Esfuerzo de compresión axial en paredes de mampostería .

f'_m = Esfuerzo último de compresión en mampostería

t = Espesor de la pared en cm.

h = Distancia de claro no soportada en cm.

NORMAS MÍNIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERÍA/ RNC-07-62

- c) Toda pared deberá ser reforzada con refuerzo vertical y horizontal. La suma de las áreas del refuerzo horizontal y vertical deberá ser como mínima 0.002 veces el área de la sección transversal de la pared y el área mínima del refuerzo en una u otra dirección no deberá ser menor que 0.0007 veces el área de la sección transversal de la pared. El espaciamiento máximo del refuerzo deberá ser limitado a seis veces el espesor del muro o 0.80 m. de centro a centro del refuerzo y deberá ser de 3/8" de diámetro como mínimo. El acero mínimo para vigas sometidas a flexión no será menor que:

$$\rho_{\min} = \frac{5.6}{f_y} \quad (35)$$

Donde f_y en Kg/Cm²

Esta relación podrá ser menor siempre que el área de refuerzo proporcionado sea un tercio mayor que lo requerido sea un tercio mayor que lo requerido por el análisis.

- d) El refuerzo horizontal será provisto, en las fundaciones, en la parte superior de la pared, en techo y niveles de pisos. Solamente el refuerzo horizontal que es continuo en la pared, puede considerarse en el cálculo del área mínima de refuerzo. El espaciamiento máximo del refuerzo deberá ser limitado a seis hiladas o 60 cm. de centro a centro del refuerzo y deberá ser de 3/8" de diámetro como mínimo.
- e) En paredes de mampostería reforzada, toda abertura que exceda 60 cm. es. En cualquier dirección, debe proveerse de acero de refuerzo en todo su contorno con una barra de 1/2" o dos de 3/8" como mínimo y su longitud no será menor de 40 veces el diámetro pero en ningún caso menor que 60 cm. mas allá de las equinas de las aberturas.
- f) Se deberá colocar al menos una barra de 3/8" en dos huecos consecutivos en los extremos del muro y en las intersecciones entre ellos.
- g) Los muros transversales que lleguen a tope, sin traslape de pieza, tendrán entre ellos un anclaje mecánico que aseguren la continuidad de la estructura.

Capítulo IV

Normas Constructivas Mínimas de Mampostería Reforzada.

Arto. 74. Generalidades de Construcción.

Estas Normas junto con las Normas Constructivas generales de Mampostería, mencionadas en el Capítulo III, proveen los requerimientos mínimos y los procedimientos constructivos para la mampostería reforzada.

La mampostería reforzada requiere de una buena supervisión para dar cumplimiento a los requisitos generales de diseño y el buen seguimiento del proceso constructivo, que conlleva a dar una modulación apropiada de las celdas como también de la colocación del refuerzo y de las juntas de mortero. La llena correcta de los huecos o celdas verticales mediante el chorreado del concreto fluido es de vital importancia.

Arto. 75. Materiales.

Deberá observarse lo correspondiente a cada caso:

NORMAS MÍNIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERÍA/ RNC-07-63

I. Piezas.

Deberán usarse unidades apropiadas en ventanas, puertas y dinteles. Cuando sea necesario cortar las unidades ésta deberá hacerse con un mínimo de daño, usando preferiblemente una sierra.

II. Concreto Fluido.

- a) Deberá ser lo suficientemente fluido de 20 a 25 cms. de revenimiento sin causar segregación, de manera que permita llenar toda el área donde es colocado sin dejar ratoneras y cubrir completamente el acero de refuerzo.
- b) No se recomienda el uso de cal y en caso de utilizarse no deberá exceder 1/10 por parte.
- c) Deberá ser mezclado a máquina, durante 5 minutos como mínimo, cuando la cantidad de concreto a usarse en la obra exceda de 10 m³.
- d) Deberá colocarse dentro de un lapso máximo de 1½ hora después de completada la mezcla.
- e) Cuando el Ingeniero Responsable lo estime necesario, deberá usarse un aditivo apropiado para reducir la pérdida de volumen en el chorreado a gran altura.

III. Refuerzo.

- a) El refuerzo, tanto horizontal como vertical deberá cumplir las especificaciones dadas en el diseño en cuanto a recubrimiento mínimo, colocación, traslapes y demás requerimientos.
- b) Todo refuerzo deberá estar completamente embebido en el mortero o en el concreto fluido.

Arto. 76. Procedimiento Constructivo

El procedimiento constructivo a seguir deberá considerar lo siguiente:

- a) Las esperas de acero deberán estar en el lugar apropiado, fijados a la viga asísmica con una pendiente no mayor de 2.5 cm. horizontal por 15 cm. Vertical y no menores que las longitudes de anclajes requeridas según el diámetro.
- b) Se colocará los bloques de la primera hilada sin mortero, con el objeto de comprobar su correcta distribución. Para la colocación de la primera hilada, se extenderá la junta horizontal de mortero sobre la viga asísmica, e. Excepto donde va ser chorreado el concreto fluido.
- c) El refuerzo vertical deberá estar limpio, pudiéndose colocar en dos formas:
 - 1 - Colocándolo previamente de manera que los bloques se deslicen a través de él, de arriba hacia abajo.
 - 2 - Amarrándolo a las esperas ancladas a la fundación por medio de las ventanas de registro, una vez que se ha construido el muro hasta una altura máxima de 2.44 mts. Ppara el caso en que las varillas se coloquen hasta su altura total, éstas deberán sujetarse en sus extremos y a intervalos no mayores de 192 veces el diámetro de la varilla.
- d) Para el caso en que el concreto se cuele desde alturas mayores de 1.22 m. deberán construirse ventanas de registros de tamaño mínimo de 5 cm X 7.5 cm, en los bloques de la primera hilada que contienen refuerzos para permitir la limpieza del mortero y revisar el chorreado del concreto fluido.
- e) Se empezarán a levantar las esquinas (niveladas y alineadas) procurando que se encuentren 4 ó 5 hiladas más arriba que el centro de la pared, cuidando siempre su horizontalidad (nivel) y verticalidad (plomo). Cada 3 ó 4 piezas colocadas, se deberá revisar el alineamiento y verticalidad.

Para la colocación de las piezas entre las esquinas, se deberá colocar un hilo que una las esquinas con objeto que sirva de guía (indica el nivel superior) y de esta manera se eliminan las visuales, dando las esquinas apoyo a la lienza y marcando la separación entre hiladas

NORMAS MÍNIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERÍA/ RNC-07-64

Cada hilada es escalonada con un saliente de $\frac{1}{2}$ bloque; la comprobación del espaciamiento entre los bloques puede hacerse por medio de una regla en posición diagonal; si está correcto, todas las esquinas deberán estar alineadas con el eje de la regla.

- f) Deberá evitarse que el mortero se proyecte o caiga dentro del espacio que va a chorrearse con concreto fluido, en cuyo caso deberá removerse.
- g) se deberán colocar estribos (ganchos) a un máximo de 60 cm. (24") en uniones de paredes a tope en los cuales existirá una junta de control que estará especificada en los planos.
- h) Los bloques arriba de puertas y ventanas (vigas aéreas deberán chorrearse en una operación continua, cerrando sus extremos herméticamente, para prevenir la segregación del concreto fluido.
- i) El refuerzo horizontal deberá ser completamente cubierto de mortero y concreto fluido.
- j) Las paredes sin colar deberán apuntalarse adecuadamente durante la construcción para prevenir daños debidos a sismos, vientos u otras fuerzas.
- k) El mortero deberá curarse durante 24 horas antes de echar el concreto fluido, para evitar que se dañen las juntas.
- l) El concreto fluido se colocará sólo en los huecos donde va el refuerzo, salvo excepciones especificadas en los planos, pudiéndose colocar de dos formas:

1. A Baja altura:

Los huecos deberán estar libres de obstrucciones y con un área no menor que la especificada en las normas de diseño. La pared estará levantada hasta una altura máxima de 1.22 m. y chorrearse desde dicha altura. El chorreado se detendrá aproximadamente a 5 cm. por debajo de la cara superior de la unidad para formar una llave. Se compactará manualmente con una pieza de madera de 2.5 cm. X 5 cm. de sección ó con un vibrador de cable flexible.

2. A Gran Altura.

- El área del hueco deberá tener como mínimo el área especificada en los planos para chorreado a gran altura.
- La pared se levantará hasta su altura total antes de colar. La altura máxima para paredes de 15 cm. deberá ser de 2.44 m, para 20 cm 3.66 m y para 30 cm. 4.68 m.
- Se colocará el refuerzo amarrándolo a la espera por medio de la ventana de registro.
- Se taparán las ventanas de control después de la inspección y antes del chorreado.
- Se colocará en capas no mayores de 1.22 m.
- El concreto deberá consolidarse manualmente por medio de una pieza de madera, una varilla de acero ó con vibrador.
- Entre chorreados de 1.22 m/ se deja transcurrir 30 min. como mínimo y no más de 60 min.
- La altura total de cada sección deberá chorrearse en 1 día.
- Si el chorreado se parase por más de 1 hora, la construcción de juntas horizontales deberán formarse dejando de chorrear aproximadamente 5 cm. arriba o debajo de la junta horizontal de mortero.

NORMAS MÍNIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERÍA/ RNC-07-65

- m) El refuerzo de la viga corona no se deberá colocar hasta haber colado todos los huecos a una distancia de 2.5 cm. como mínimo de la cara inferior de la viga, ya que el refuerzo horizontal obstaculiza el paso del concreto fluido.
- n) Se deberá limpiar inmediatamente la pared, en caso de mancharse de concreto fluido.
- o) Deberán mantenerse húmedos los bloques de concreto y la parte superior chorreada del concreto fluido para evitar el secado rápido.

Capítulo V

Normas de Diseño de Mampostería Confinada

Arto 77. Especificaciones Mínimas

Las paredes de mampostería confinada deberán cumplir con las siguientes especificaciones mínimas.

I. Vigas y columnas de concreto reforzado

a) Tendrán como dimensión mínima el espesor del muro con un área no menor de:

$$A_c = \frac{5 V}{\sqrt{f'_c}} \quad (36)$$

Donde:

V = Fuerza cortante en el paño confinado en Kg

A_c = Área de concreto en cm²

f'_c = Esfuerzo de compresión del concreto en Kg / cm²

- b) La relación altura/espesor del muro deberá ser menor que 20 y en caso de no cumplirse, se deberá proveer de elementos rigidizantes.
- c) Se deberá tratar que el muro tenga la misma altura que las columnas para evitar concentraciones de fuerzas en los tramos libres.
- d) Se recomienda que haya simetría para evitar problemas de torsiones en planta que aumenten las fuerzas laterales en los muros.
- e) Existirán vigas en todo el extremo horizontal del muro a menos que este ligado a un elemento de concreto reforzado y en el interior del muro con una separación no mayor de 2.5 mts. entre ejes.
- f) Existirán columnas en los extremos de los muros y en puntos intermedios a una separación no mayor de 3 m. entre ejes.
- g) El refuerzo mínimo longitudinal en vigas y columnas estará formado por 4 varillas de diámetro igual a 3/8", excepto para zonas A y B en donde se podrán usar 2 varillas.
- h) El refuerzo longitudinal de las columnas deberá anclarse en la viga corona y su fundación.
- i) Los estribos deberán tener un área mínima de varilla:

$$A = \frac{900 s}{b F_y} \quad (37)$$

Donde:

s = separación de estribos en cm.

b = Ancho de la sección en cm.

F_y = Fluencia del acero en Kg /cm².

NORMAS MÍNIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERÍA/ RNC-07-66

- j) Los estribos deberán espaciarse no más de 1.5 veces el espesor de la pared ni 20 cm. el que sea menor con un diámetro mayor o igual a $1/4"$. La sección mínima de viga asísmica será de 0.20 X 0.20 mt. con 4 varillas de $\theta 3/8"$ y estribos cerrados de $\theta 1/4"$
- k) Deberá existir refuerzo alrededor de las aberturas existentes en el muro, según lo especificado en el inciso g).
- l) Se recomienda que el ancho total de las aberturas no deberá ser mayor de $1/3$ de la longitud de la pared.
- m) La distancia entre una abertura de una pared exterior y otra pared no deberá ser menor que 50 cm.
- n) La distancia entre aberturas no deberá ser menor de 50 cm.
- o) La distancia entre una abertura de una pared interior y otra pared no deberá ser menor que dos veces el espesor de la pared interior.

TITULO VI NORMAS MINIMAS GENERALES PARA MADERA

Capítulo I *Generalidades y Tipo*

Arto. 78. Generalidades

Las Normas y recomendaciones aquí establecidas son mínimas y no eximen del estudio y cálculo necesario a fin de definir las dimensiones y requerimientos a emplearse en el diseño.

Se analizarán y diseñarán las estructuras de madera para soportar cargas debidas a su propio peso, cargas muertas, cargas vivas, cargas por sismos y de vientos.

Notación:

- b = Ancho de la viga (cm.).
- d' = Peralte de la viga en el rebajamiento (cm.)
- d = Peralte total de la viga (cm.)
- d = Dimensión del lado menor, en centímetros.
- d_e = Peralte del elemento menos la distancia de su borde no cargado al centro del conector o perno.
- E = Módulo de elasticidad (Kg / cm²)
- F_b = Esfuerzo unitario permisible para las fibras extremas a flexión pura (kg/cm²)
- F_c = Esfuerzo Unitario permisible de compresión paralela al grano (Kg/cm²).
- F_{ci} = Esfuerzo unitario permisible de compresión perpendicular a las fibras.
- F_n = Esfuerzo unitario de compresión que forma un ángulo θ con la dirección del grano.
- F_t = Esfuerzo unitario permisible de tensión paralela al grano (kg/cm²)
- F_v = Esfuerzo cortante unitario horizontal máximo (kg/cm²)
- F_v = Esfuerzo cortante unitario horizontal admisible (Kg/cm²).
- I = Momento de inercia de la sección con respecto al eje neutro (cm⁴).
- l_b = Longitud de apoyo en centímetros medida a lo largo del grano de la madera mas cercano
- l = Longitud no soportada de la columna, en centímetros.
- l₂ = Distancia del centro de los conectores, en los bloques extremos, al centro del bloque separador.
- M = Momento flexionante (kg-cm)
- Q = Momento estático con respecto al eje neutro (cm³)
- r = Radio de giro (cm)
- S = Modulo de la sección (cm²)
- U = Factor de esbeltez.
- V = Fuerza cortante vertical total en la sección (kg).
- V = Fuerza cortante horizontal máxima (Kg).

Arto. 79. Tipos de Estructuras

Conforme a su estructuración se pueden definir los siguientes tipos de construcciones de madera:

- A) Estructuras aporticadas.
- B) Estructuras de paneles.
- C) Estructuras con entresijos y/o cobertura de madera apoyadas sobre muros o columnas de concreto y arriostradas por diafragmas rígidos o por arriostres diagonales.
- D) Estructuras especiales.

Arto. 80. Las recomendaciones generales para cada uno de los tipos antes mencionados son las que a continuación se indican:

A) Estructuras Aporticadas.

- 1) Son estructuras que resisten las cargas horizontales en ambos sentidos de la obra, mediante pórticos con vigas y columnas integradas por uniones rígidas.
- 2) Una unión rígida es aquella conexión con capacidad de resistir un determinado momento sin cambios apreciables en los ángulos de los elementos que concurren. Una unión rígida puede ser lograda mediante el empleo de planchas de acero en cada lado, fijando con tornillos y/o pernos a fin de garantizar transferencia de esfuerzos.
- 3) La conexión a la cimentación se puede realizar por medio de cajuelas de acero fijadas en las zapatas y/o cimientos corridos, sobresaliendo por lo menos 15 cm. de éstos, con el fin de proteger la madera y permitir la instalación de los pernos y así lograr la transmisión de fuerzas y/o momentos.
- 4) Las fuerzas horizontales se resisten por pórticos ortogonales o casi ortogonales, pudiendo existir un diafragma horizontal que permitiera la transmisión de estas fuerzas a las columnas y vigas. En ausencia de este diafragma, se diseñará cada pórtico independientemente.
- 5) El área mínima recomendable de la sección transversal de las columnas será de 400 cm², no siendo menor de 20 cm. la dimensión de los lados, a menos que se justifique una dimensión menor con los cálculos correspondientes. No se emplearán empalmes en columnas en la altura libre.
- 6) La cobertura y/o entresijos se construirá con vigas, viguetas y entablado de madera machihembrada y tendrá la capacidad de arriostrar convenientemente los pórticos.

B) Estructuras de Paneles.

- 1) Son estructuras formadas por paneles en dos direcciones, ortogonales o casi ortogonales con función de transmitir las cargas verticales a los cimientos y proveer resistencia a las cargas horizontales en ambos sentidos en acción conjunta con la cobertura. El conjunto de paneles podrá ser enmarcado por columnas y vigas.
- 2) La componen los paneles por bastidores con planchas de madera terciada, machihembradas u otro tipo de tapa, en una o las dos caras, cruzada interiormente con listones perpendiculares entre sí o en diagonales a fin de formar un diafragma. Todos los elementos de la armadura serán de por lo menos 5 cm., de espesor nominal.
- 3) El espesor mínimo de los paneles (incluye bastidor y la o las tapas) será de 7.5 cms., a menos que se justifique dimensiones menores mediante cálculos correspondientes.
- 4) Para lograr la transferencia de fuerzas a los cimientos se conectarán los paneles a los cimientos por medio de pernos anclados en estos últimos o a la losa de cimentación y/o solera de madera anclada a dichos elementos.

NORMAS MINIMAS GENERALES PARA MADERA/ RNC-07-69

- 5) La cobertura y/o entrepiso se construirá mediante vigas, viguetas y/o entablado de madera machihembrada para que actúe como diafragma transmisor de fuerzas y arriostrar adecuadamente los paneles.
- 6) Cualquier abertura en diafragma o paredes apanelados se consideraran en el análisis y diseño para la correcta transferencia de esfuerzos de corte.
 - C) Estructuras con Entrepisos y/o cobertura de Madera apoyada sobre muros o Columnas de concreto y arriostradas por diafragmas rígidos o por arriostres diagonales.
- 1) Son estructuras básicamente formadas por muros de albañilería y/o columnas que dan apoyo a tijerones y/o vigas de madera. La resistencia a las fuerzas horizontales la proveen los pórticos en la dirección de las cargas y en sentido perpendicular a la resistencia la ofrecen los muros, debiéndose proveer un arriostamiento horizontal adecuado para llevar las cargas a estos muros.
- 2) La cobertura y/o entrepisos de madera se hará mediante vigas y/o viguetas y entablado de madera machihembrada. Deberá actuar como diafragma transmisor de fuerzas horizontales y los muros habrán de tener la capacidad para transmitir estas fuerzas a la cimentación.
- 3) En caso de que la cobertura fuera de láminas de fibrocemento o similares, los tijerones principales llevarán las cargas verticales a las columnas y se arriostrarán por medio de viguetas de madera o acero que además portarán directamente las planchas de cierre y/o por tijerones secundarios que transmitan las fuerzas horizontales a las columnas o muros.
 - D) Estructuras Especiales

Estas estructuras están sometidas a las normas generales de los tipos anteriores a requerimientos aplicables a las mismas.

Arto. 81. Elementos Combinados con Mampostería o Concreto

Los elementos de madera no se usarán para soporte permanente de cargas muertas de mampostería o concreto, con excepción de los pisos con recubrimiento de mampostería o concreto no estructural, las cubiertas de techo de espesor no mayor de 7.5 cm. y las estructuras sobre pilotes de maderas que llenen los requisitos para dicho tipo de fundación.

No se usarán elementos de madera para resistir fuerzas horizontales generadas por construcción de mampostería o concreto en edificios de más de un piso de altura. Excepto para pisos de madera y miembros de techo, podrán ser usadas en armaduras horizontales de techo y diafragmas para resistir las fuerzas horizontales, con la condición de que tales fuerzas no sean resistidas por rotación de las armaduras o diafragmas.

Los extremos de vigas de madera que penetren en paredes de mampostería o concreto, deberán disponer de 1.5 cm. de espacio libre arriba, a los lados y a los extremos, a menos que se use madera de resistencia natural al decaimiento o bien preservada.

Capítulo II

Requerimientos Generales para diseño

Arto. 82. Diseño de elementos horizontales

Las recomendaciones de esta sección se aplican a vigas, viguetas y entablados y en general a elementos horizontales o aproximadamente horizontales que forman parte de pisos o techos.

1) Claro de Viga

El claro de una viga se tomará como la distancia entre cara y cara de apoyo, más la mitad de la longitud de apoyo requerido en cada extremo. En caso de vigas continuas, el claro será la distancia entre centros de apoyo.

2) Flexión

a) se podrá asumir que una viga de sección transversal circular tiene la misma resistencia a la flexión que una viga de sección transversal cuadrada con la misma área. Para determinar la resistencia a flexión en vigas rebajadas en ó cerca de su claro central se tomará el peralte neto. El rebajamiento deberá evitarse de ser posible.

b) La deflexión máxima permitida en elementos principales sometidos a carga viva será $L/360$ y para la condición de carga viva más carga muerta deberá ser $L/240$, donde L = Longitud del claro (m.)

3) Cortante Horizontal

Cortante Horizontal en vigas no rebajadas. El esfuerzo cortante unitario horizontal en una viga de una pieza sólida o compuesta de láminas encoladas, no deberá exceder el valor obtenido con la siguiente fórmula:

$$F_v = \frac{V Q}{I b} \quad (38)$$

Donde:

F_v = Esfuerzo cortante unitario horizontal en cualquier punto específico de la sección transversal (Kg/cm^2)

V = Fuerza cortante vertical total en la sección (kg).

Q = Momento estático con respecto al eje neutro (cm^3)

I = Momento de inercia de la sección con respecto al eje neutro (cm^4)

b = Ancho de la viga (cm.)

Para vigas rectangulares deberá utilizarse el esfuerzo cortante unitario horizontal máximo, resultando la siguiente fórmula obtenida de la anterior.

$$F_v = \frac{3 V}{2 b d} \quad (39)$$

Donde:

F_v = Esfuerzo cortante unitario horizontal máximo (Kg/cm^2)

V = Fuerza cortante horizontal máxima (Kg)

d = Peralte de la viga (cm.)

El esfuerzo cortante unitario no deberá exceder el valor permisible F_v para las especies dada en la Tabla 18.

Al calcularse el cortante total vertical V , se deberá considerar la distribución de cargas a vigas paralelas adyacentes por medio del entablado u otro miembro. Todas las cargas a una distancia de la cara del apoyo igual o menor al peralte de la viga, se despreciarán.

a) Deberá evitarse, en lo posible, el rebajamiento en la cara a tensión de vigas, trabes o viguetas, en los puntos de apoyo, y exceder en dichos puntos, el valor calculado por la siguiente fórmula:

$$V = \left(\frac{2}{3} b d' F_v \right) \left(\frac{d'}{d} \right) \quad (40)$$

Donde:

- F_v = Esfuerzo cortante unitario horizontal admisible (Kg/cm²).
- d' = Peralte de la viga en el rebajamiento (cm.)
- d = Peralte total de la viga (cm.)

TABLA No. 18

Nombre Comercial de la Madera	Flexión En Fibra Extrema F _b Kg/cm ²	Tensión Paralela al Grano F _t Kg/cm ²	Cortante Horizontal F _v (Kg/cm ²)	Compresión Perpendicular al Grano F _p (Kg/cm ²)	Compresión Paralela al Grano F _c (Kg/cm ²)	Modulo de Elasticidad E (Kg/cm ²)
Pochote	98	66	5	22	69	74,500
Pino	116	78	7	26	81	130,000
Cedro Real	85	57	5	19	60	80,000
Cedro Macho	70	47	4	15	49	64,000
Genízaro	85	57	5	19	60	76,000
Guanacaste	90	60	5	20	63	100,000
Guayabo	175	117	10	39	122	155,000
Laurel Hembra	115	77	7	25	80	90,000
Laurel Macho	130	87	8	29	91	150,000
Caoba	105	70	6	23	74	85,000
Roble	180	120	10	40	126	150,000

b) En el caso de rebajamiento en la cara a compresión, en los puntos de apoyo, el cortante no podrá exceder el valor calculado por la siguiente fórmula:

$$V = \frac{2}{3} F_v b \left[d - \left(\frac{d - d'}{d'} \right) e \right] \quad (41)$$

Donde:

e = Distancia entre el borde interior del apoyo y el final del rebajamiento sobre la pieza.
 Si e *menor que* d', usar V = 2/3 (F_v bd')

En ningún caso el rebajamiento sobre la cara superior del elemento deberá exceder el 40% del peralte.

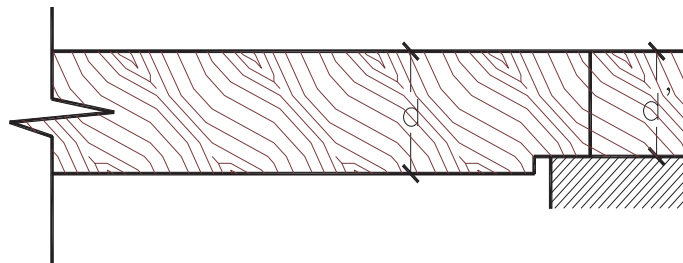


Figura 11. Vigas rebajadas en la cara a tensión

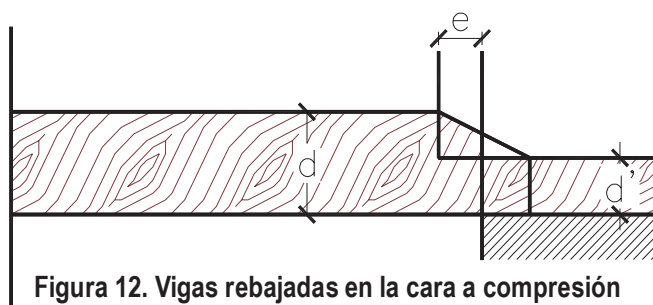


Figura 12. Vigas rebajadas en la cara a compresión

Arto. 83. Diseño de Uniones Excéntricas y de vigas soportadas por sujetadores

Las uniones excéntricas en vigas, traveses o viguetas por medio de pernos o conectores, se diseñarán de manera que F_v en la siguiente fórmula no exceda el Esfuerzo unitario permisible para corte horizontal.

$$F_v = \frac{3 V}{2 b d e} \quad (42)$$

de (con conectores) = Peralte del elemento menos la distancia de su borde no cargado al borde mas cercano del conector inmediato.

de (solo con pernos)= Peralte del elemento menos la distancia de su borde no cargado al centro del perno mas cercano (Ver Fig. 13)

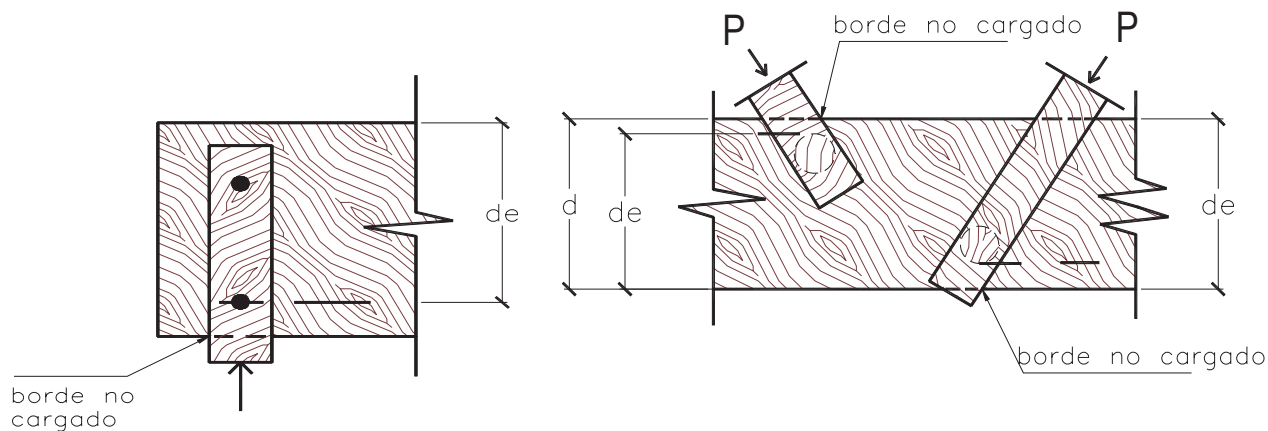


Figura 13. Vigas rebajadas en la cara a compresión

Se podrá incrementar F_v en 50 % en caso de que la unión sea por lo menos 5 veces el peralte del miembro desde su extremo y que el cortante permisible horizontal, sin incremento, no sea excedido en la sección transversal total.

Arto. 84. Compresión Perpendicular al grano

El esfuerzo unitario permisible para la compresión perpendicular al grano, se aplica a cualquier longitud de apoyo en los extremos de la viga y a todo apoyo de 15 cm o más de longitud, en cualquier otro punto de ella. Para apoyos de menos de 15 cm. de longitud l_b' , y a una distancia mayor de 7.5 cm. al extremo de un miembro, la carga máxima permisible por cm^2 , se obtendrá multiplicando el esfuerzo unitario permisible para compresión perpendicular al grano por el siguiente factor:

$$\frac{l_b + 0.952}{l_b} \quad (43)$$

Donde l_b es la longitud de apoyo en centímetros medida a lo largo del grano de la madera y mostrada en la Fig. 14.

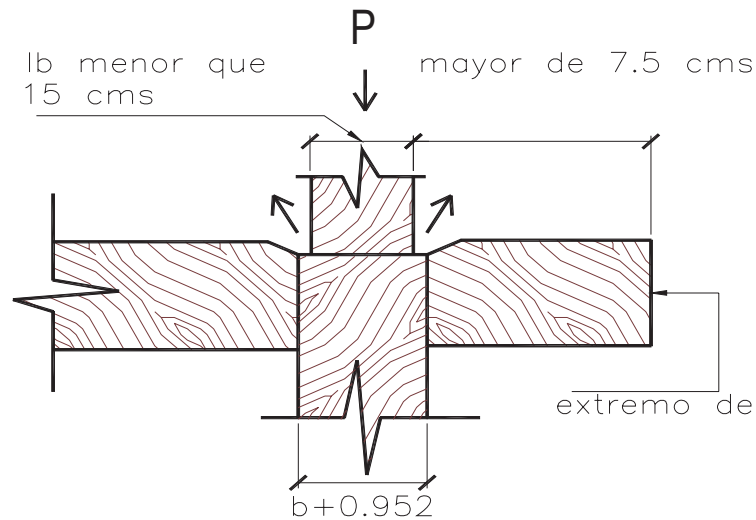


Fig. 14. Compresión Perpendicular al grano

Los factores para longitudes de apoyo deducidas de las fórmulas anteriores en áreas pequeñas, serán:

Longitud de apoyo (Centímetros)

1.27 2.54 3.80 5.0 7.5 10 15 ó más

Factor

1.75 1.38 1.25 1.19 1.13 1.10 1.00

Al emplear la fórmula anterior y la tabla dada, para arandelas ó áreas de apoyo circulares, se usará una longitud de apoyo igual al diámetro.

Para viguetas apoyadas en la viga corrida de remate y clavadas a postes, el esfuerzo permisible para compresión perpendicular al grano, se podrá incrementar en 50%.

Arto. 85. Estabilidad lateral

Las vigas, viguetas y elementos similares deberán arriostrarse adecuadamente para evitar el pandeo lateral de las fibras en compresión.

I. Viguetas de Piso

Las viguetas de piso con una relación de peralte a espesor de 6 ó más (dimensiones nominales) deberán ser apoyadas lateralmente por medio de travesaños colocados a intervalos no excediendo 2.4 m. Estos travesaños podrán omitirse en los extremos de las viguetas que estén clavadas o sujetas de otra forma al marco estructural.

Excepción: Los travesaños entre apoyos podrán ser omitidos para viguetas de piso no excediendo 5cm.X 30 cm. y las cargas vivas no excederán los 200 Kg/ m².

II. Vigas y Viguetas de techo

Las siguientes reglas (basadas en dimensiones nominales) se aplicarán a vigas rectangulares sólidas y viguetas de techo, a fin de proveer apoyo lateral a las mismas:

a) Si la relación peralte a ancho es de 2 a 1, no se requiere soporte lateral.

NORMAS MINIMAS GENERALES PARA MADERA / RNC-07-74

- b) Si la relación peralte a ancho es de 3 a 1 ó 4 a 1, los extremos deberán sujetarse en su sitio clavándolos ó atornillándolos a los miembros verticales ó a los soportes laterales.
- c) si la relación es de 5 a 1 el borde en compresión deberá conectarse directamente con el entablado o viguetas.
- d) Si la relación es de 6 a 1 ó más, se aplicarán las recomendaciones que se establece en el párrafo I de éste artículo.
- e) Si una viga está sujeta simultáneamente a flexión y compresión paralela al grano la relación podrá ser hasta de 5 a 1, si uno de los bordes se sostiene firmemente, ejemplo: por pares (Viguetas de piso) y forro diagonales. Si la carga muerta es suficiente para inducir tensión en la parte inferior de los pares, la relación de la viga, será de 6 a 1.

Capítulo III *Diseño de Columnas*

Arto 86. Requerimientos Generales.

Todas las columnas y postes se colocarán de manera que trabajen a compresión en sus extremos. Se diseñarán los soportes de forma que mantengan en su posición a las columnas o postes, de manera eficiente y darle protección a las bases contra el deterioro. En áreas expuestas al efecto del agua y en ubicaciones exteriores, las columnas y postes de madera se soportarán por pilares proyectados por lo menos 5 cm. sobre el nivel de piso terminado y se apoyarán sobre una placa base metálica o una viga de fundación. Los postes o columnas de madera preservada podrán ser colocados directamente en concreto o en mampostería.

Arto. 87. Clasificación de Columnas

- a) Columna sólida sencilla. Consiste en una sola pieza de madera de sección transversal generalmente rectangular, o bien de varias piezas adecuadamente encoladas formando un solo miembro.
- b) Columna con separadores. Es la que se forma de dos o más miembros individuales, con sus ejes longitudinales paralelos, separados por bloques que se instalan en puntos extremos y medios de su longitud y unidos en sus extremos por conectores para maderas capaces de desarrollar la capacidad de corte requerida.
- c) Columna compuesta. Es la que se forma con piezas unidas con clavos, pernos u otros sujetadores mecánicos. No se podrá diseñar como columna sólida.

Arto 88. Limitaciones en la relación l/d

En las columnas sólidas sencillas la relación l/d no excederá 50.

En los miembros individuales de una columna con separadores, la relación l/d no excederá 80, ni l_2/d , excederá 40.

Donde:

l : Longitud no soportada de la columna, en centímetros.

d : Dimensión del lado menor, en centímetros.

l_2 : Distancia del centro de los conectores, en los bloques extremos, al centro del bloque separador.

Arto. 89. Diseño de columnas sólidas sencillas

El esfuerzo unitario permisible en kilogramos por centímetros cuadrados del área transversal se determinará por la siguiente fórmula y no deberá exceder los valores de esfuerzo de compresión paralela al grano:

$$F_c = \frac{3.6 E U}{(l/r)^2} \quad (44)$$

Donde:

F_c = Esfuerzo Unitario permisible de compresión paralela al grano (Kg/cm²)

r = Radio de giro (cm.)

E = Módulo de elasticidad (Kg / cm²)

U = Factor de esbeltez.

$U = 1$ Para extremos articulados.

$U = 4$ para extremos empotrados.

Para columnas de sección transversal cuadrada o rectangular, esta fórmula se convierte en:

$$F_c = \frac{0.30 E U}{(l/d)^2} \quad (45)$$

Las columnas que son de sección variable hacia uno o los dos extremos, serán diseñadas como columnas sólidas, sencillas, empleando como dimensión mínima "d" (para determinar la relación de esbeltez "l/d"), la suma del ancho mínimo con un tercio de la diferencia entre el ancho máximo y mínimo para la cara bajo consideración, pero en ningún caso será mayor a una vez y media la dimensión mínima. Si la columna es circular, los diámetros mínimos y máximos sustituyen las dimensiones de la cara en la regla anterior.

Arto. 90. Diseño por Esfuerzos Combinados

I - Flexión y Carga axial combinados.

a) Flexión y tensión axial.

Los miembros sometidos tanto a flexión como a tensión axial se dimensionarán de manera que:

$$\frac{P/A}{F_t} + \frac{M/S}{F_b} \text{ menor o igual que } 1 \quad (46)$$

Donde:

F_t = Esfuerzo unitario permisible de tensión paralela al grano (Kg/cm²)

F_b = Esfuerzo unitario permisible para las fibras extremas a flexión pura (Kg/cm²)

S = Modulo de la sección (cm²)

M = Momento flexionante (kg-cm)

b) Flexión y compresión axial

Los miembros sometidos tanto a flexión como a compresión axial, se dimensionarán de manera que:

$$\frac{P/A}{F_c} + \frac{M/S}{F_b} \leq 1 \quad (47)$$

c) Columnas con separadores

En el caso de columnas con separadores, se aplicará la fórmula de combinación de esfuerzos, sólo, si la flexión es en dirección paralela al peralte mayor "d", del miembro individual.

Para elementos sometidos a cargas temporales (cargas que se dan durante la construcción y después de ella, como reparación de techo, instalaciones de aire acondicionado, etc.) los esfuerzos permisibles podrán incrementarse en un 25% dado que la madera resiste esfuerzos mayores cuando las cargas aplicada actúan durante un corto período.

II - Compresión oblicua al grano.

Si la carga y las fibras forman un ángulo entre 0° y 90° se calculará el esfuerzo unitario de compresión con la fórmula de Hankinson:

$$F_n = \frac{F_c * F_{c_i}}{F_c \text{ Sen}^2\theta + F_{c_i} \text{ Cos}^2 \theta} \quad (48)$$

Donde:

F_c = Esfuerzo unitario permisible de compresión paralela a las fibras.

F_{c_i} = Esfuerzo unitario permisible de compresión perpendicular a las fibras.

F_n = Esfuerzo unitario de compresión que forma un ángulo θ con la dirección del grano.

Capítulo IV Diafragma

Arto. 91. Requerimientos Generales

Son estructuras relativamente delgadas y generalmente rectangulares, que deben resistir el 100% de las cargas laterales aplicadas en su plano, originadas por sismo o vientos, transmitiéndolas a los elementos verticales resistentes.

Los diafragmas son elementos dispuestos horizontalmente, como en pisos, entre pisos o inclinados como techos, ó colocados verticalmente (paredes de corte) como en muros y tabiques.

Los diafragmas juegan un papel importante en la estabilidad de la edificación, por lo que deben ser diseñados para satisfacer requisitos de rigidez y resistencia.

Los elementos que componen el diafragma deben ser diseñados para resistir, además de las fuerzas cortantes en su plano, las otras cargas a que están sometidos.

Deberán proveerse en las juntas de los elementos que componen el diafragma, uniones capaces de resistir esfuerzos, así como en la unión techo-pared.

Arto. 92. Tipo de Diafragmas

a) Diafragma Transversal.

El forro de los diafragmas transversales consiste de tablas de madera de 2.5 cm. de espesor nominal y ancho nominal mínimo de 15 cm. clavadas a un miembro que forma un ángulo recto con la dirección de los otros miembros transversales, tales como vigas y viguetas.

Dado que estos diafragmas son muy flexibles podrán usarse únicamente cuando las cargas sean pequeñas y la deflexión sea despreciable.

No se recomienda el uso de este tipo de diafragma para soportar lateralmente paredes de mampostería ó concreto, ni tampoco como pared de corte, a menos que se le provea de miembros dispuestos a 45° en las esquinas.

b) Diafragmas Diagonales.

El forro del diafragma diagonal consiste de tablas de 2.5 cm. de espesor nominal y con un ancho mínimo de 15cm. clavadas sobre miembros, formando con ellos un ángulo de 45° .

NORMAS MINIMAS GENERALES PARA MADERA/ RNC-07-77

Los diafragmas diagonales se usarán únicamente cuando las fuerzas del sismo y viento no excedan 450 Kg / m. No podrá emplearse para soportar lateralmente paredes de mampostería o concreto, por ser muy flexible

Los miembros perimetrales deberán diseñarse para resistir tensión o compresión en las cuerdas y unirse adecuadamente entre sí en las esquinas.

c) Diafragma doble – diagonal.

El forro consiste de 2 capas de tablas superpuestas, formando un ángulo de 90° entre sí. Este tipo es más resistente y rígido que los dos anteriores. Una capa del forro está sujeta a tensión y la otra a compresión, por lo que los efectos se oponen y se cancelan.

Este tipo de diafragma podrá utilizarse para resistir cortantes que no excedan de 895 Kg/m.

d) Diafragmas de madera contrachapada

El forro de este diafragma consiste de láminas de plywood de 5/16 pulgadas de espesor mínimo para interiores y 3/8 pulgadas para exteriores, unidas a los miembros de la estructura de 5 cm., de ancho nominal mínimo por medio de clavos.

Arto. 93. Especificaciones Mínimas.

El diseño de los diafragmas y paredes de cortes ante fuerzas laterales, se efectúa después que han sido determinados el tamaño y espaciamiento de los miembros de la estructura, el espesor del forro y la localización de los soportes, mediante un diseño por cargas gravitacionales.

El incremento usual del 33% para cargas laterales de corta duración, no es aplicable a los valores del cortante permisible para el forro de tablas ó madera contrachapada de los diafragmas.

I. Esfuerzos permisibles y clavados del forro a los elementos.

- a) La resistencia y rigidez de los diafragmas está determinada en gran parte, por el adecuado clavado del forro a los elementos, por lo que deberá cumplir con las especificaciones dadas en tabla 19 y 19-A para diafragmas de madera y tabla 20 y 21 para diafragmas de madera contrachapada.
- b) Las juntas de los extremos de las tablas para diafragmas transversales y diagonales, deberán separarse al menos por una vigueta o poste y habrá por lo menos 2 tablas de separación entre juntas, sobre el mismo soporte.
- c) Los esfuerzos axiales en el forro del diafragma diagonal son mayores en el perímetro del diafragma, por lo que los clavos en esta zona y especialmente en las esquinas, deberán ser suficientes para transferir los esfuerzos.
- d) Cuando el área de clavado de los miembros perimetrales de los diafragmas doble diagonal, no sea suficiente para acomodar el número requerido de clavos se deberá usar un número menor de clavos mayores.
- e) En los diafragmas de madera contrachapada, los clavos deberán colocarse a no menos de 1 cm. del borde de la lamina, ni mas de 30 cm..a lo largo de miembros intermedios, ni 15 cm., a lo largo de los miembros perimetrales del diafragma.

NORMAS MINIMAS GENERALES PARA MADERA / RNC-07-78

TABLA No. 19

CORTANTES PERMISIBLES PARA DIAFRAGMAS FORRADOS DE MADERA.

A. Diafragma con Forro Transversal

Ancho Nominal del Forro de Madera (cm.)	Número de Clavos 8 d por tabla para cada Miembro de la Estructura y en la Unión de los Extremos de las Tablas	Cortantes Permisibles (Kg/m.) Espaciamiento de Miembros (cm.)		
		30	40	60
15	2	101	78	54
20	2	119	89	60
25	2	125	95	66

B. Diafragma con forro diagonal

Ancho Nominal del Forro de Madera (cm.)	Número de clavos 8d por tabla para cada miembro		Cortante Permissible (Kg/m.)
	Miembros borde y unión de los extremos de las tablas	Viguetas o postes	
15	2	2	346
20	2	2	262
20	3	2	382

TABLA No. 19-A

C. Diafragma con Forro Diagonal
Miembros Perimetrales Especiales*

Ancho Nominal del Forro de Madera (cm.)	Numero de clavos 8d por tablas en Miembros Perimetrales**	Cortante Permissible (Kg/m)
15	3	525
	4	704
	5	883
	6	1,050
	7	1,228
	8	1,407
Ancho Nominal del Forro de Madera (cm.)	Numero de clavos 8d por tablas en Miembros Perimetrales**	Cortante Permissible (Kg/m)
20	4	513
	5	644
	6	775
	7	906
	8	1,038

NORMAS MINIMAS GENERALES PARA MADERA/ RNC-07-79
D. DIAFRAGMA CON FORRO
DOBLE DIAGONAL***

Ancho Nominal del Forro (cm.)	Número de clavos 8 d por tabla en Miembro Perimetrales		Cortante Permissible (Kg/ m.)
	Capa Inferior	Capa Superior	
15	2	2	501
	3	3	739
	4	3	990
	5	4	1,240
	6	5	1,491
	7	5	1,741
	8	6	1,992
	9	7	2,242
	20	3	3
4		3	728
5		4	906
6		5	1,097
7		5	1,276
8		6	1,455
9		7	1,646

* Los miembros perimetrales deberán diseñarse para resistir flexión y carga axial.

** El Clavado en la unión de los extremos de las tablas será el 75% del clavado perimetral con un mínimo de 3 clavos.
 Usar un mínimo de 3 clavos por vigueta o poste.

*** Los miembros perimetrales deberán diseñarse para resistir esfuerzos axiales.

TABLA No.20
 CORTANTES PERMISIBLES POR CLAVO PARA DIAFRAGMAS CON FORRO DE MADERA
 CONTRACHAPADA

Tamaño de Clavos	Cortante para Cargas de Sismo o Viento (Kg)
6 d	40
8d	49
10d	59
12d	59
16d	67

NORMAS MINIMAS GENERALES PARA MADERA / RNC-07-80

TABLA No. 21

CORTANTE PERMISIBLE EN KGS. POR METRO PARA DIAFRAGMAS HORIZONTALES DE
MADERA CONTRACHAPADA DEBIDO A CARGAS DE VIENTO Y DE SISMO

Tamaño de Clavos comunes	Penetración Mínima del Clavo en el Elemento a clavarse (cm)	Espesor Nominal Mínimo del Plywood (pulg.)	Ancho Nominal Mínimo del Elemento en que se Clavará el Plywood (cm)	Paneles Clavados en todos sus bordes				Paneles no clavados en todos sus bordes			
				Espaciamiento de los Clavos en los bordes del diafragma (todos los casos) y los bordes de paneles Continuo paralelos a la Carga (cm) (Casos 3 y 4) **				CLAVOS ESPACIADOS 15 cm. MÁXIMO EN LADOS SOPORTADOS **			
				15	10	6	5				
				Espaciamiento de clavos en los otros bordes del panel del plywood (cm)				Carga perpendicular a los bordes no clavados y juntas de paneles continuos (caso 1)	Todas las otras configuraciones (casos 2, 3 y 4)		
15	15	10	7.5								
6 d	3.2	5/16	5	203	268	400	453	179	131		
			7.5	227	298	453	513	203	149		
		3/8	5	221	298	447	501	197	149		
			7.5	250	334	501	567	221	167		
8 d	3.85	3/8	5	286	382	573	650	256	191		
			7.5	322	429	644	728	286	215		
		1/2	5	322	429	632	716	286	215		
			7.5	358	477	716	805	316	239		
10 d	4.15	1/2	5	346	459	686*	781	304	227		
			7.5	388	513	775	877	346	256		
		5/8	5	382	507	763*	871*	340	256		
			7.5	429	573	859	978	382	286		

* Reducir los cortantes permisibles de la tabla en un 10% cuando los miembros borde consistan de piezas de madera de 5 cms.

** Clavos espaciados 30 cms. centro a centro a lo largo de los miembros intermedios.

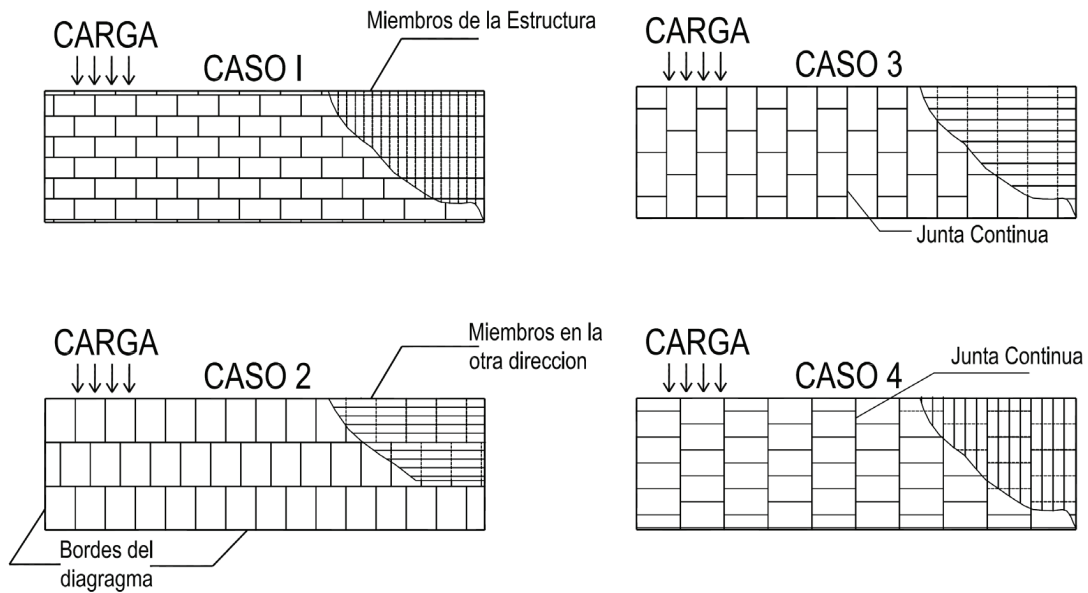


Fig. 15. Diafragma Horizontales de Plywood

II. Relaciones Claro/Ancho ó Alto/ Ancho.

En los diafragmas, la relación claro-ancho ó alto-ancho, controla las deflexiones permisibles de éstos, por lo que se deberá cumplir con las relaciones máximas dadas en la Tabla no. 22

TABLA No. 22

TIPO DE DIAFRAGMA	Diafragma Horizontal	Diafragma Vertical
	Máxima Relación Claro/Ancho	Máxima Relación Alto/Ancho
Diafragma Transversal	2:1	2:1
Diafragma Diagonal	3:1	2:1
Diafragma Doble diagonal	4:1	3½:1
Diafragma de Plywood Clavado en todos sus bordes	4:1	3½: 1
Diafragma de Plywood no clavado en todos sus bordes	4:1	2:1

III. Anclaje

El anclaje del diafragma a lo largo de sus bordes deberá ser adecuado para resistir las fuerzas cortantes. Deberá requerir particular atención el anclaje de las bases de diafragmas verticales.

IV. Empalmes

En caso de que no sea posible proveer la continuidad de un miembro perimetral, podrán realizarse empalmes donde los esfuerzos de flexión sean bajos en dichos miembros perimetrales. Podrá usarse cualquier método de fijación para empalmar, siempre que se cumplan los requerimientos de carga en la junta, distancia al borde, distancia al extremo y espaciamento.

V. Conexiones de miembros perimetrales.

Las conexiones de esquinas entre los miembros perimetrales deberán ser adecuadas para prevenir la separación debido a las cargas que soportan cada uno de los miembros. Si las fuerzas cortantes son mayores de 450 Kg/m., deberá reforzarse las conexiones de esquinas por medio de angulos de acero empernados o por soportes laterales de madera.

VI. Aberturas

Las aberturas en diafragmas deberán reforzarse por medio de miembros perimetrales en su contorno y determinar la cantidad de clavos según las fuerzas cortantes. Si es necesario, los miembros perimetrales pueden duplicarse para acomodar los esfuerzos.

Capítulo V
Uniones

Arto. 94. Requerimiento General

Las uniones excéntricas, tanto para clavos como para pernos, deberán evitarse en lo posible.

I. Uniones Clavadas

- a) La distancia entre los clavos y los bordes o extremos de los elementos y el espaciamiento entre ellos, no deberá ser menor que los valores dados en la tabla 23.

TABLA No. 23

	Sin Taladrar	Taladrados
Distancia al Extremo	20 d	10 d
Distancia Al Borde	5 d	5 d
Espaciamiento entre clavos paralelos a las fibras	20 d	10 d
Espaciamiento entre clavos perpendiculares a las fibras	10 d	5 d

- b) En caso de taladrar, el diámetro de la perforación deberá ser de 0.8 d.

- c) El tamaño y cantidad mínima de clavos a usarse en la unión de diversos elementos deberá ser la indicada en la tabla 25.

II. Uniones Empernadas.

TABLA 24

Espaciamiento (Ver Figuras)	Cargado paralelo a las fibras	Cargado perpendicular a las Fibras
Z	8 d	No permitido *
A	4 d	4 d **
B	1 ½ d	*** 2½ d si L/d =2 5d si L/d mayor o igual que 6 Interpolar linealmente si 2 menor que L/d menor que 6
	El espaciamento entre hileras paralelas al miembro no deberá exceder de 12.5 cms, a menos que se usen placas entre hileras	
C	7 d para maderas blandas en tensión 5d para maderas duras en tensión 4 d para maderas en compresión	4 d
	1 ½ si L/d menor o igual que 6	4 d en el borde cargado
D	si L/d mayor que 6 usar B/2	1 ½ en el borde no cargado

- * A menos que la carga de diseño sea menor que la capacidad de carga del perno en las caras de los miembros.
- ** A menos que la carga de diseño sea menor que la capacidad de carga del perno en las caras de los miembros, entonces podrá reducirse el espaciamento proporcional.
- *** L/d es la relación entre la longitud del perno en el miembro principal y el diámetro del perno.

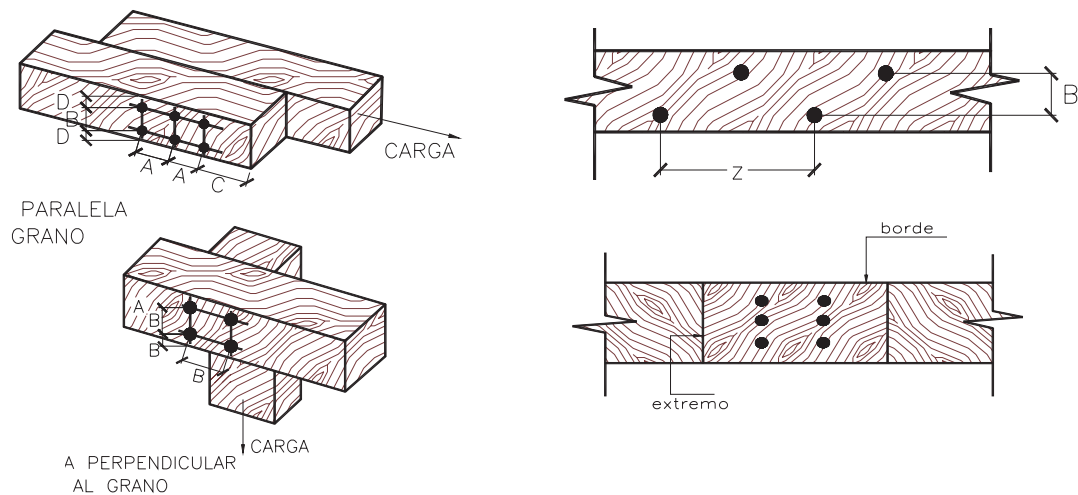


Fig. 16. Detalle de Uniones

TABLA No. 25

Conexión	Clavado
Vigueta a muerto o viga, clavo lancero	3-8d
Arriostre horizontal o travesaño ente vigas, clavos lancero en cada extremo	2-8 d
Tablas de piso 1" X 6" o menores a cada viguetas, clavado corriente	2-8 d
Tablas de piso de 1" x 6" a cada vigueta, clavado corriente	3-8 d
Tablas de piso de 2" a vigueta o viga, clavado corriente	2-16 d
Muerto a vigueta arriostre horizontal, clavado corriente	16 d @ 16" c-c
Solera a paral, clavado corriente en extremo(Paralelo a fibra de paral)	2 - 16 d
Paral a muerto, clavo lancero	4-8 d
Doble paral, clavado corriente	16 d @ 24" c-c
Doble solera, clavado corriente	16d @ 16" c-c
Traslape e intersección de soleras, clavados corrientes	2-16d
Dos piezas de dintel o alfeizar continuas	16d @ 16" c-c a lo largo de cada borde
Viguetas de cielo a solera, clavo lancero	3-8 d
Dintel continuo a paral clavo lancero	4-8 d
Viguetas de cielo, traslapes sobre particiones, clavado corriente	3-16d
Viguetas de cielo a encuartonado de techo, clavado corriente	3-16d
Encuartonado de techo a muerto, clavo lancero	3-8 d
Arriostre de 1" a cada paral y muerto, clavado corriente	2-8 d
Forro de tabla 12 X 8" o menos en cada apoyo, clavado corriente	2-8d
Forro de tabla mayor de 1" X 8" a cada apoyo, clavado corriente	3-8 d
Paral armado esquinero	16d @ 24" c-c
Viguetas y vigas armadas	20d @ 32" c-c superior y alternos 2-20d en los extremos y en cada traslape
Placas de 2"	2-16 en cada apoyo
Entablado ¹ Pared de forro de tabla a esqueleteado 3/8" -1/2" 5/8" - 3/4" Plywood ¹	6d 8d
Piso, Techo, Forro de pares a esqueleteado 1/2" y menos	6 d
5/8" - 3/4"	8d -6d
7/8" - 1"	8d
1 1/8" - 1 1/4"	10d o 8d
Combinación de Tableado de piso con protección Bituminosa Inferior 3/4" y menos	6 d
7/8" - 1"	8 d
1 1/8" - 1 1/4"	10 d o 8d
Forro en una cara a Esqueleteado 1/2" menos	6 d
5/8"	8d

¹ El espaciamiento de los clavos será de 6" en el centro y en los bordes, 12" en soportes intermedios (10" en soportes intermedios para pisos) Excepto 6" en todos los soportes donde el claro sea de 48" o más. Para diafragmas de Plywood clavado y paredes de corte referirse a la sección 2514 © Del U.B.C.

TITULO VII NORMAS MÍNIMAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Capítulo I *Generalidades*

Arto. 95. Alcance.

Estas normas proporcionan requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de acero. Las recomendaciones y requerimientos que se estipulan, no eximen de manera alguna el estudio y cálculo correspondientes que serán los que deben definir las dimensiones y requisitos a usarse en el diseño de acuerdo con la función real de los elementos y del proceso constructivo.

Arto 96. Limitaciones.

Estas Normas se sustentan en los requerimientos establecidos en las Normas ANSI/AISC 360-05 para secciones de acero estructural coladas o tipo Hot-rolled y para secciones de acero estructural dobladas en frío las normas ANSI/AISI-LRFD o ASD -96, a estas habrá que referirse en el caso de detalles de diseño de los elementos y construcción de estructuras de acero, que no estén contemplados en estas normas.

Los requerimientos de diseño sísmico de las normas ANSI/AISC 341-02 son aplicables para toda estructura metálica que tenga factor de reducción por ductilidad $Q = 4$ según el artículo 21.

Capítulo II *Análisis y Diseño*

Arto 97. Criterios de Análisis y Diseño.

El análisis de las estructuras de acero será realizado por métodos elásticos o por resistencia última. El diseño se efectuará siguiendo procedimientos compatibles con el método de análisis empleado, de modo que se asegure la resistencia, rigidez y ductilidad adecuada.

Arto. 98. Especificaciones Mínimas

1. Los miembros que trabajan en tensión se diseñarán tomando como base la sección neta, y los miembros en compresión con base en la sección total.
2. El ancho neto calculado a lo largo de la sección transversal para miembros en tensión no deberá ser mayor que el 85% del ancho transversal total.
3. El ancho neto deberá obtenerse restando del ancho total, la suma de los diámetros de los agujeros más 1/16" por holgura y 1/8" si son punzonados debiendo sumar a todas las trayectorias posibles, el valor $S^2/4g$, para cada espacio, en el caso de que los agujeros estén localizados en una línea diagonal o en zigzag, siendo:

 S = Separación longitudinal centro a centro entre dos agujeros consecutivos (paso).
 g = Separación transversal centro a centro entre ellos (gramil).
4. La relación de esbeltez Kl/r en miembros a compresión no deberá ser mayor de 200.
5. La relación de esbeltez Kl/r en miembros a tensión no tiene restricción, recomendándose sin embargo, sea menor de 300 para miembros secundarios y de 240 para miembros principales.

NORMAS MÍNIMAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO / RNC-07-86

6. El espesor mínimo de los elementos principales de acero estructural utilizado para construcciones deberá ser de 1/8".
7. Se recomienda el diseño sin excentricidades para las conexiones de miembros a tensión, para evitar los momentos que ocasionen esfuerzos adicionales en las cercanías de la unión.
8. Deberán evitarse todas aquellas condiciones que pueden dar lugar a una falla frágil como son el empleo de aceros con alto contenido de carbono, la aplicación de cargas que produzcan impactos importantes, la frecuencia excesiva de discontinuidades en forma de muescas en la estructura.
9. Deberán evitarse los agujeros en las vigas, localizándose en el caso de existir, en el alma (si el momento flexionante es grande) o en los patines (si la fuerza cortante es determinante).

Arto 99. Conexiones

1. Cuando se usen 2 o más perfiles para formar un miembro a flexión, se unirán entre sí, a intervalos no mayores de 1.5 m. de manera que se logre que trabajen en conjunto. Para miembros en compresión compuesto por dos o más perfiles, deberán conectarse de manera tal que la relación de esbeltez de una pieza entre soldaduras, no deberá exceder de la relación de esbeltez del miembro completo.
2. Las placas de empalme de columnas deberán unirse como mínimo por 3 remaches o tornillos a cada lado separados no mas de 6 diámetros, o por soldaduras a cada lado de la placa, con una longitud total no menor que 1/3 de la longitud de dicha placa.
3. Se deberán tomar medidas necesarias para lograr la transmisión de las fuerzas y momentos soportados por las columnas a los elementos sobre los que se apoyan, mediante placas de base anclajes diseñados para resistir todas las tensiones y fuerzas cortantes.
4. Los remaches y tornillos deberán tener un paso mínimo igual a 2 2/3 veces su diámetro nominal, preferentemente 3 diámetros.
5. Los remaches y tornillos deberán colocarse a una distancia mínima del borde de placas, entre 1.5 y 2 veces su diámetro y no mas de 12 veces al espesor de la placa, ni mas de 6".
6. El área de un perno o tornillo que trabaja a tensión se calculara en base al área en la raíz de la rosca.
7. El área de un perno o tornillo que trabaja a cortante será la correspondiente a la sección de la falla.
8. Las soldaduras deberán diseñarse de manera que los esfuerzos residuales se reduzcan al mínimo, no produzcan concentraciones de esfuerzos por estar sobredimensionadas o excesivamente reforzada y no ocasionen grietas o socavaciones.
9. Las soldaduras no deberán dejar salpicaduras, ni marcas producidas al iniciar el arco eléctrico o con los martillos cinceladores.
10. La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el grueso de la soldadura considerada efectiva deba reducirse a 1/4 de la longitud de la soldadura.
11. El grueso máximo de una soldadura de filete, para material de 1/4", es 1/4". Para material más grueso, no debe ser mayor que el espesor del material, menos 1/16", si es que la soldadura no se arregle especialmente para dar un grueso completo de la garganta.

NORMAS MÍNIMAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO/ RNC-07-87

12. El espaciamiento transversal máximo entre soldaduras de filete usadas en los bordes de las conexiones deberá ser de 8", con excepción de cuando la sección transversal, se impide de alguna manera.
13. La longitud mínima de traslape deberá ser 5 veces el espesor de la parte a unir mas delgada, pero no menor de 1". Las juntas traslapadas que unen placas o barras sometidas a fuerza axial deberán unirse con soldaduras de filete a lo largo de ambos extremos traslapados, excepto donde la deflexión de las partes traslapadas estén suficientemente restringidas, de manera que se prevenga la abertura de la junta bajo carga máxima.
14. El diámetro de los agujeros o el ancho de las ranuras para soldaduras de tapón o de ranura no será menor que el espesor de la placa agujereada mas 5/16" ni mayor de 2 1/4 veces el espesor de la soldadura.
15. La distancia mínima centro a centro de soldaduras de tapón o ranura deberá ser 4 veces el diámetro del agujero o 4 veces el espesor de la ranura.
16. La longitud de la ranura no deberá ser mayor de 10 veces el espesor de la soldadura.
17. El espesor de soldaduras de tapón o ranuras para material de 5/8" o menor es igual al espesor del material y para espesores mayores de 5/8" deberá ser como mínimo la mitad del espesor pero no menos de 5/8".

Capítulo III *Construcción*

Arto 100. Elementos

1. Deberán descargarse y almacenarse o colocarse directamente en su posición definitiva por medio de gatas, malacates o rodillos, ajustándolos a sus soportes o a las partes adyacentes de la estructura.
2. Deberá revisarse la posición del anclaje, antes de colocar las piezas, para ver si se cumplen con las posiciones mostradas en los planos.
3. Deberán enderezarse previamente a su colocación, permitiéndose como máximo, que la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje del elemento tenga un valor de 1/500.
4. Deberán estar libres de torceduras y dobleces locales, quedando sus juntas correctamente acabadas.
5. En caso de necesitarse cortes, estos deberán hacerse con cizallas, cierras o sopletes (sin rebaba).
6. Deberán cepillarse con cepillo de alambre para eliminar las escamas de laminado, oxido, escoria de soldadura y en general toda materia extraña.
7. Deberán revestirse con pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias en la obra.
8. No deberán colocarse remaches, pernos ni soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura rigidizada por ellos este ademada y aplomada.
9. Los miembros en compresión no deberán desviarse de su linealidad, un valor mayor de 1/1000 de la longitud axial entre los puntos soportados lateralmente.
10. EL material acero estructural conforme una de las siguientes especificaciones ASTM

NORMAS MÍNIMAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO / RNC-07-88

- a. Elementos estructurales Hot-rolled ASTM A36/A36M, ASTM A529/A529M ,ASTM A572/A572M, ASTM A588/A588M, ASTM A709/A709M, ASTM A913/A913M, ASTM A992/ A992M
- b. Tubos estructurales ASTM A500, ASTM A501, ASTM A618, ASTM A847
- c. Tubos, ASTM A53/A53M, Gr. B
- d. Placa ASTM A36/A36M, ASTM A242/A242M, ASTM A283/A283M, ASTM A514/A514M, ASTM, A529/A529M, ASTM A572/A572M, ASTM A588/A588M, ASTM A709/A709M, ASTM A852/A852M, ASTM A1011/A1011M
- e. Baras ASTM A36/A36M, ASTM A529/A529M, ASTM A572/A572M,ASTM A709/A709M
- f. Hojas ASTM A606, A1011/A1011M SS, HSLAS, AND HSLAS-F

Arto. 101. Pernos.

1. Deberán cumplir las especificaciones ASTM A307, ASTM A325, ASTM A325M, ASTM A449,ASTM A490, ASTM A490M, ASTM F1852.
2. Deberán disponerse de manera que se eviten el aflojamiento de la conexión.
3. La rosca deberá sobresalir como mínimo 1/8" de la tuerca.
4. Deberán dejar perfectamente apretadas las partes conectadas, entre la cabeza del tornillo y la tuerca.
5. Las tuercas deberán cumplir con las especificaciones ASTM A194/A194M, ASTM A563, ASTM A563M.
6. Las arandelas deberán cumplir con las especificaciones ASTM F436, ASTM F436M.
7. Las Arandela –Tipo-Compresible- Indicadores Directos De la Tensión deberán de cumplir con las especificaciones ASTM F959 y ASTM F959M.

Arto. 102. Soldadura

1. Previa a su elaboración deberán prepararse las piezas con soplete, sierra o cizalla.
2. Deberán revisarse los bordes antes de colocar la soldadura para cerciorarse que los biseles, holguras, etc., sean correctos y estén de acuerdo con los planos.
3. Deberá quitarse la escoria antes de proseguir el proceso de soldadura, cuando esta se depositen en varios pasos.
4. Las piezas a soldar a tope deberán alinearse correctamente.
5. Se recomienda colocar las piezas de manera que la soldadura se deposite en posición plana.
6. Deberán evitarse distorsiones innecesarias y esfuerzos de contracción al armar y unir las partes de la estructura.
7. Deberán continuarse las soldaduras de filete que terminan en los extremos o en los lados, doblando a lo largo de las esquinas una distancia no menor que 2 veces el grueso nominal de la soldadura con un mínimo de 1 cm.
8. Deberá rechazarse cualquier soldadura que este agrietada o porosa.
9. Deberán repararse defectos tales como tamaño insuficiente, cráteres o socavación del metal básico.

Título VIII
NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO

CAPITULO I
GENERALIDADES

Arto. 103.- Alcance.

Estas Normas proporcionan los requisitos Mínimos para el diseño y construcción de elementos estructurales de concreto reforzado. No exime de manera alguna el estudio y cálculo correspondiente que serán los que deban definir las dimensiones y requisitos a usar en el diseño de acuerdo con la función real de los elementos y la construcción.

Arto. 104 – Limitaciones.

Estas Normas están basadas en las especificaciones recomendadas por el ACI 318S-05 al que habrá que referirse en el caso de detalles de diseño y Construcción de estructuras de concreto reforzado que no estén comprendidas en estas normas.

Arto. 105 – Notación:

Para efectos de este Título se incorporan las siguientes Notaciones:

A_g : Área Total de la Sección en cm^2

b : Ancho de la cara en Compresión de elemento en cm.

b_w : Ancho del alma o diámetro de una sección circular en cm.

d : Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión, en cm.

d_b : Diámetro de la barra de refuerzo, en cm.

E_s : Módulos de elasticidad del Acero, en Kg/cm^2 .

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto, en Kg/cm^2

f_y : Resistencia a la fluencia especificada Del Refuerzo no presforzado, en Kg/cm^2

P_b : Carga axial nominal en condiciones de deformación balanceada, en Kg.

l_n : Claro libre medido cara a cara de los Apoyos.

t : peralte total del elemento, en cm.

V_s : Resistencia nominal al cortante proporcional por el refuerzo de corte, en Kg.

ϕ : Factor de reducción de capacidad

ρ : Porcentaje de refuerzo que produce Condiciones balanceadas de deformación.

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO / RNC-07-90
Capítulo II
ANÁLISIS Y DISEÑO

Arto. 106 Criterios de Análisis y Diseño.

Las fuerzas y los momentos internos producidos por las cargas a que están sometidas las estructuras de concreto reforzado, se determinarán, en general, con métodos que supongan comportamiento elásticos.

El dimensionamiento se hará según el criterio de resistencia última, el cual establece que las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento interno.

Deberán revisarse los estados límites de servicio de acuerdo a lo establecido en la Sección 9.5 ACI 318S-05, es decir, se comprobará que las repuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Arto.107 – Métodos de Análisis.

El análisis de las estructuras de concreto reforzado se hará con los métodos establecidos en el Título II "NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO" y Título III "NORMAS DE VIENTO".

Arto. 108 – Métodos de Diseño.

El método que se aplicará en el diseño de estructuras de concreto reforzado, será preferentemente el método de resistencia última, utilizando los factores de carga especificados en el punto II del Arto. 15 y los factores de reducción de resistencia especificados en la sección 9.3 del ACI 318S-05.

Arto. 109 – Cargas.

Cada elemento de la estructura y ésta como unidad, deberá tener capacidad para resistir las combinaciones de carga especificadas en el punto II del arto. 15.

Arto. 110 – Rigidez.

Para el cálculo de las rigideces a flexión y torsión de columnas, muros, sistemas de entresijos y azoteas, podrá adoptarse cualquier suposición razonable. Las suposiciones que se hagan deberán ser las mismas a lo largo de todo el análisis.

Arto. 111 – Sistemas o Elementos Estructurales.

I. Vigas y Columnas.

- a. La máxima deformación utilizable en la fibra extrema a compresión del Concreto, se supone igual a 0.003.
- b. Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se suponen directamente proporcionales a la distancia del eje neutro, excepto que se debe considerar una distribución no lineal de la deformación para miembros de gran peralte sujetos a flexión, con relaciones de peralte total al claro libre mayores de 2/5 para claros continuos y 4/5 para claros sencillos.
- c. El esfuerzo en el refuerzo a tensión para el grado del acero usado, debe tomarse Es veces la deformación del acero para deformaciones menores que las correspondientes a la deformación de fluencia se tomara igual a f_y y para deformaciones mayores que la de fluencia se tomara f_y .

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO RNC-07-91

- d. La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal, cuando el refuerzo por tensión alcanza la deformación correspondiente a su esfuerzo, de fluencia especificada f_y , al mismo tiempo que la compresión en el concreto alcanza su deformación última, supuesta de 0.003.
- e. Para el diseño de vigas construidas monolíticamente con sus apoyos, se pueden utilizar los momentos en la cara de los apoyos.
- f. La longitud del claro de los miembros que no estén construidos monolíticamente con sus apoyos, debe considerarse como el claro libre más el peralte del miembro, pero no debe exceder la distancia entre los centros de los apoyos.
- g. Tanto el refuerzo superior como el inferior deberán consistir de dos barras cuando menos, y el valor mínimo de $\rho = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y}$ pero no menor que $\frac{14}{f_y}$ a todo lo largo del elemento sometido a flexión.
- h. El refuerzo se debe extender mas alla del punto en que ya no es necesario para resistir flexión por una distancia igual a d o $12 d_b$ la que sea mayor, excepto en vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de voladizo.
- i. A partir del punto de inflexión para al menos la tercera parte del refuerzo de tensión para el momento negativo debe prolongarse una distancia igual al peralte de la viga, 12 veces el diámetro de la barra longitudinal efectivo, la que sea mayor.
- j. Por lo menos $1/3$ del refuerzo por momento positivo en miembros libremente apoyados y $1/4$ del refuerzo por momento positivo en miembros continuos, debe anclarse en el apoyo para que desarrolle su esfuerzo de fluencia en tensión en esta cara. La distancia mínima de penetración es de 15 cm.
- k. El refuerzo superior e inferior de elementos en flexión que lleguen a las caras opuestas de una columna, deberá ser continuos y sin dobleces a través de la misma. Cuando esto no sea posible con alguna barra, debido a variaciones en la sección transversal de la viga, deberá anclarse conforme a lo establecido en los Artos. 118 al 125.
- l. Elementos flectores que terminen en una columna, deberán prolongar su refuerzo superior e inferior hasta la cara opuesta de la región confinada y continuar verticalmente después de un dobléz de 90° .
- m. Todo elemento sometido a flexión deberá estar reforzado transversalmente con estribos, a fin resistir los cortantes debidos a cargas gravitacionales y a la formación de articulaciones plásticas debidas al desplazamiento horizontal.
- n. El refuerzo en compresión se puede emplear de forma adicional con el refuerzo en tensión, para aumentar la resistencia de un miembro sujeto a flexión.
- o. En miembros sujetos a flexión y miembros sujetos a flexocompresión, cuando la carga axial de diseño P_n es menor que la más pequeña de $0.10f'_cA_g$ o P_b , la relación del refuerzo ρ no debe exceder de 0.50 del porcentaje que produce la condición de deformación balanceada en secciones sujetas flexión sin carga axial.
- p. Las columnas deben diseñarse y detallarse como miembros a flexión, cuando la carga axial máxima de diseño que actúa durante un sismo sea menor o igual a 0.4 de P_b .
- q. Las columnas deben diseñarse para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas afectadas por el factor de carga de todos los entresijos o azoteas y el momento máximo debido a las cargas afectadas por el factor de carga en el claro adyacente al entresijo o azotea que se esta considerando. También debe de considerarse la condición de carga que proporcione la relación máxima de momento a carga axial.

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO / RNC-07-92

r. Para un miembro sujeto a compresión que tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga con el fin de determinar el refuerzo mínimo y la resistencia de diseño, se puede emplear un área reducida A_g no menor de mitad del área total.

El área del refuerzo longitudinal en miembros sujetos a compresión no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.08 veces el área total A_g de la sección ó 0.06 para zona C.

s. El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión.

t. La separación del refuerzo por cortante colocado de forma perpendicular al eje del miembro, no deberá exceder de $d/2$.

u. Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado, deben estar espaciados de manera tal que cada línea a 45° que se extienda hacia la reacción desde la mitad del peralte del miembro, $d/2$, hasta el refuerzo longitudinal de tensión, deberán ser cruzados por lo menos por una línea de refuerzo en el alma.

v. Cuando la resistencia nominal al cortante V_s proporcionada por medio del refuerzo por cortante sea mayor que 1.1

$\sqrt{f'c b_w d}$, las separaciones dadas en los incisos s) y t) deberán reducirse a la mitad.

II. Losas.

a) Para el diseño de losas reforzadas que trabajan para resistir los esfuerzos de flexión en una sola dirección son aplicables las disposiciones para vigas del punto I de este Artículo. Además del refuerzo principal de flexión deberá proporcionarse refuerzo normal en un porcentaje no menor de 0.002 b_t .

b) Para el diseño de losas reforzadas en dos direcciones se puede usar cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida en el punto II del arto. 15 de este reglamento en la Sección 9.3 del ACI 318S-05 y que cumpla todas las condiciones de servicios incluyendo los límites especificados para las flexiones.

c) Las losas y vigas deberán ser dimensionadas para los momentos flexionantes de diseño que prevalezcan en cada sección afectados por el factor de carga.

d) El área de refuerzo en cada dirección deberá determinarse a partir de los momentos en las secciones críticas.

e) El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no excederá de dos veces el espesor de la losa excepto en aquellas porciones que sean de construcción celular o nervada.

Capítulo III CONSTRUCCIÓN

Arto. 112 – Generalidades

Estas normas proveen requerimientos mínimos necesarios, relativos a la construcción en que se incluyen diversas especificaciones en cuanto a los materiales a usarse, las proporciones, la preparación de las mezclas y la forma de utilizarse, lo mismo que su transporte, colocación, curado y evaluación de los resultados de las pruebas. Además de lo estipulado en ACI 201.2R-92 deberá cumplirse con lo siguiente:

a) Deberá supervisarse la construcción de obras de concreto reforzado durante todas las etapas de la obra por un ingeniero o por un representante competente responsable ante él.

b) Deberá exigirse el cumplimiento de los planos y especificaciones de diseño.

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO RNC-07-93

- c) En caso de utilizarse aditivos, estos deberán cumplir con el inciso 3.6 del ACI 318S-05, no permitiéndose el empleo de cloruro de calcio ni otros retardadores para condiciones de alta temperatura.

Arto. 113 – Materiales.

El concreto reforzado es una mezcla de cemento Pórtland, agua y materiales inertes, tales como arena y grava, en la que se embebe un armado metálico, de modo que ambos materiales (concreto y refuerzo), actúen juntos para resistir las fuerzas a que serán sometidos.

Deberán determinarse pruebas de cualquier material empleado en las obras de concreto, a fin de determinar si son de la calidad especificada. En estas pruebas deberán realizarse de acuerdo con las normas ASTM.

Arto. 114 – Cemento.

- a) El cemento empleado en la obra deberá corresponder con el que se ha tomado como base para la selección de dosificación del concreto.
- b) Deberá almacenarse alejado de la humedad en un lugar cubierto, manteniéndolo 15 cms. sobre el suelo, previniendo su deterioro o la introducción de materia extraña. deberá chequearse para ver si está fresco, sin grumos y según requerimientos dados en ASTM C-150 o ASTM C-595, dependiendo del tipo de cemento. En el caso de los cementos hidráulicos de la norma ASTM C1157 deberán ser tipo GU para la construcción en general o tipo HE, MS, HS, MH, ó LH según la necesidad especial del concreto.

Arto. 115 – Agregados.

- a) Deberán cumplir las especificaciones de la sección 3.3 del ACI 318S-05 y las especificaciones de concreto (ASTM C33) y especificación de agregado ligero de concreto estructural (ASTM C 330)
- b) Deberán almacenarse en un lugar seco y limpio, generalmente sobre una superficie lisa y dura, donde puedan ser guardados evitando que se mezclen con sustancias deletéreas.
- c) Deberán protegerse de temperatura excesiva por cualquier medio disponible.

Arto. 116 – Agua.

- a) El agua empleada en el mezclado del concreto deberá ser limpia y estar libre de cantidades perjudiciales de aceites. Ácidos, álcalis, sales, materia orgánica y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o acero de refuerzo.
- b) El agua de la mezcla para el concreto presforzado o para el concreto que va a tener elementos ahogados de aluminio, incluyendo la porción de agua de la mezcla que contribuye en forma de humedad libre en los agregados no debe contener cantidades perjudiciales de iones cloruro.
- d) No deberá utilizarse agua no potable a menos que todas las porciones de la mezcla contenga agua de una misma fuente y los cubos de mortero de resistencia a los 7 y 28 días de por lo menos 90% de la resistencia de prueba similares hechas con agua potables según ASTM C-109.

Arto. 117 Refuerzo.

- a) Deberá cumplir con los requisitos especificados en la sección 3.5 del ACI 318S-05.

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO / RNC-07-94

- b) Se deberá almacenar en el lugar de la obra recomendándose construir polines de madera para los diversos diámetros y longitudes del refuerzo.
- c) Se deberá evitar que se refuerza o doble manteniéndose alejado de la suciedad, lodo, aceite o cualquier otra materia que vaya en detrimento de la adherencia.
- d) El óxido rojo brillante que se forma sobre la superficie no es dañino para la adherencia siempre que el peso unitario de un espécimen limpio esté conforme con el peso mínimo y los requisitos de altura de deformación según ASTM.

Arto. 118 – Especificaciones del Refuerzo.

Los siguientes artículos proveen los requerimientos para doblado, diámetros mínimos de doblado, colocación límites para el espaciado empalme en el refuerzo y longitud de desarrollo.

El acero a usarse será de grado estructural las varillas serán corrugadas excepto la No. 2 usada para estribos o aros que es lisa el alambre para amarrar las carillas será del calibre 18 ó 20 de hierro dulce o equivalente.

Arto 119 – Doblado y Diámetro Mínimo de Doblado.

- a) Todo el acero de refuerzo debe doblarse en frío a menos que el Ingeniero lo permita de otra manera.
- b) Ningún acero de refuerzo parcialmente ahogado en el concreto debe doblarse en la obra, excepto cuando así se indique en los planos de diseño o lo permita el Ingeniero.
- c) Los dobleces del refuerzo sirven para formar lo que se llama ganchos estándares que pueden ser:
 - Un doblez de 180° mas una extensión de por lo menos 4 db pero no menor de 60 mm., en el extremo libre de la varilla, o.
 - Un doblez de 90° más una extensión de por lo menos 12 db en el extremo libre, o
 - Solamente para ganchos de estribos y anillos un doblez de 90° ó de 135° más una extensión de por lo menos 6 db, pero no menor de 60 mm., en el extremo libre de la varilla. Para zona C la extensión será de 6 veces db pero no menor de 75 mm,

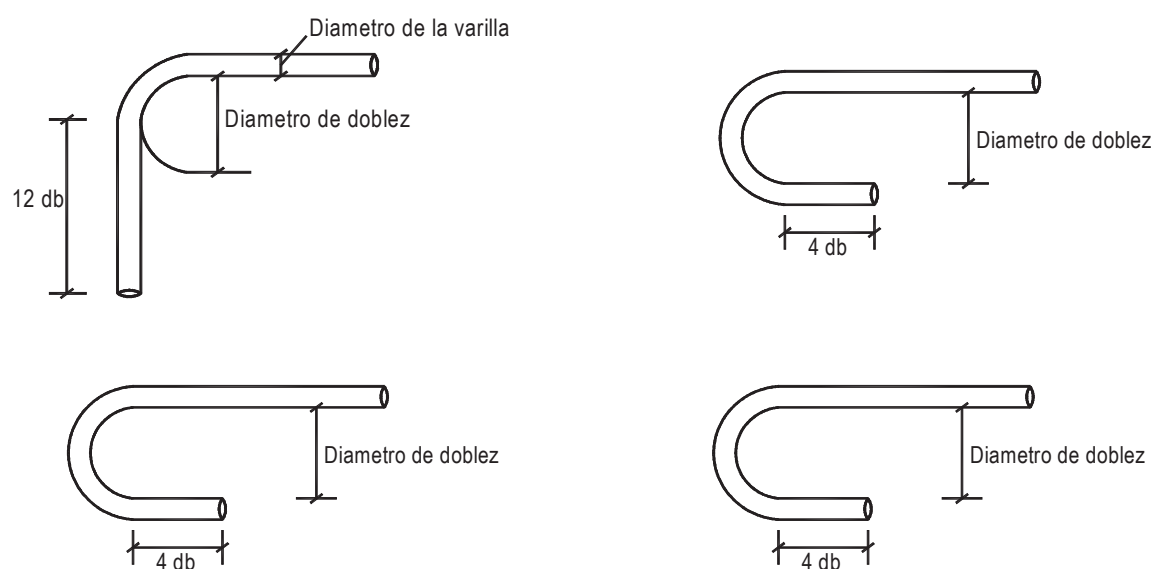


Fig. 17. Doblado y diámetro mínimo de doblado

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO RNC-07-95

- d) El diámetro del dobléz medido en la cara interna de la varilla, excepto para estribos y anillos, no debe ser menor que los valores dados en la tabla No. 26 con excepción de las varillas del grado 40 del No. 3 al No. 11 con un dobléz de 180° en las cuales el diámetro del dobléz no debe ser menor de $5 d_b$.

TABLA NO. 26		
Grado de La varilla	Tamaño de la Varilla	Diámetro Mínimo de Doblez
Todos los grados para refuerzo	Del No. 3 al 8	$6 d_b$
	No. 9 No. 10 y No. 11	$8 d_b$
	No. 14 y No. 18	$10 d_b$
Grado 40	Del No. 3 al No. 11	$5 d_b$

El diámetro interior del dobléz para estribos y anillos no debe ser menor de $4 d_b$ para varillas del No. 5 y Menores. Para Varillas mayores del No. 5 el diámetro del dobléz será de acuerdo a la tabla No. 26, esto se muestra en la Tabla No. 27.

TABLA No. 27

Tamaño de Varilla	Diámetro Mínimo De Doblez
Del No. 2 al No. 5	$4 d_b$
Los Otros	Ver Tabla No. 23

Arto. 120 – Colocación del Refuerzo.

- a) Para la colocación del Refuerzo, el acero de preesfuerzo y los ductos, deberán colocarse con precisión, serán apoyados adecuadamente sobre soporte antes de colar el concreto y estarán asegurados contra desplazamientos dentro de las tolerancias permisibles.
- b) Para un recubrimiento de concreto libre y para miembros de peralte en elementos sujetos a flexión, muros y elementos en compresión, donde d vale:
- 20 cm. o menos: ± 5 mm
más de 20 cm. : ± 10 mm
Pero el recubrimiento no deberá reducirse en más de un tercio del recubrimiento especificado.
- c) Debe proporcionarse un recubrimiento mínimo de concreto a varillas de refuerzo, cables para preesfuerzo o ductos Para el concreto precolado y miembros de concreto presforzado, referirse a la Sección 7.7.2 y 7.7.3 del ACI 318S-05.
- d) El recubrimiento mínimo para los paquetes de varillas debe ser igual al del diámetro equivalente del paquete, pero no mayor de 5 cm., excepto para concreto colado contra el terreno y permanentemente expuesto a el, en que el recubrimiento mínimo será de 7.5 cm.

TABLA NO. 28

No expuesto al intemperismo ni en Contacto con el terreno; losas, muros Nervaduras:

Protección de Concreto no Presforzado para el Refuerzo	
Descripción	Recubrimiento Mínimo cm.
Colocado en contacto con el terreno y permanentemente expuesto a él.	7.5
Expuesto al terreno o al intemperismo:	
Varillas del No. 6 al No. 18	5.0
Varillas del No. 5 y Menores	4.0
No expuesto al intemperismo ni en Contacto con el terreno; losas, muros Nervaduras:	
Varillas del No. 14 y No. 18	4.0
Varillas del No. 11 y Menores	2.0
Vigas, trabes, columnas, refuerzo principal, anillos, estribos o Espirales	4.0
Cascazones y placas plegadas:	
Varillas del No. 6 y Mayores	2.0
Varillas del No. 5 y Menores	1.5

Arto. 121 – Límites para el Espaciamiento del Refuerzo.

- a) En el espaciamiento del refuerzo, la separación libre entre varillas paralelas en una capa, no será menor que el diámetro nominal de las varillas, ni menor de 2.5 cm. Se debe tomar en cuenta el tamaño nominal del agregado, el cual a la vez no será mayor de un quinto de la separación menor entre los lados de la cimbra; de un tercio del peralte de la losa; o de tres cuartos del espaciamiento mínimo libre entre varillas individuales de refuerzo. Estos requisitos del tamaño nominal del agregado pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de la compactación que se apliquen, permitan colocar el concreto sin que queden huecos o ratoneras.
- b) En los elementos que van a estar en compresión con refuerzo helicoidal o aros la distancia libre entre varillas longitudinales no será menor que una y media veces el diámetro nominal de las varillas ni menor de 4cm., fijándose en el tamaño nominal máximo del agregado mencionado en el inciso a).
- c) En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor que dos veces el espesor del muro o de la losa, ni de 45 cm.
- d) Para paquetes de varillas, referirse al inciso 7.6.6 del ACI 318S-05.

Art. 122.- Empalmes en el Refuerzo

- a) Las juntas en el refuerzo solo deben hacerse, cuando lo requieran o lo permitan los planos de diseño, las especificaciones o lo autorice el Ingeniero.
- b) Las barras de refuerzo pueden empalmarse mediante traslapes por medio de soldaduras o dispositivos mecánicos de unión.
- c) Las especificaciones y detalles de los empalmes deben mostrarse en los planos.

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO RNC-07-97

- d) Los traslapes no deberán usarse para varillas mayores del numero 11, excepto cuando lo indicado en las secciones 12.16.2 15.8.2.3, del ACI 318S-05
- e) Los traslapes de paquetes de varillas, deben basarse en la longitud de traslape requerida para las varillas individuales dentro de un paquete, aumentada en un 20% para paquetes de 3 varillas y en un 33% para paquetes de 4 varillas. Los traslapes de las varillas individuales dentro de un paquete no deben coincidir en el mismo lugar.
- f) Un empalme totalmente soldado, debe tener varillas soldadas a tope para desarrollar en tensión, por lo menos, un 125% de la resistencia a la fluencia especificada f_y de la varilla.
- g) Las conexiones totalmente mecánicas, deben desarrollar en tensión o compresión según se requiera, un 125% de la resistencia a la fluencia especificada f_y de la varilla.

Art. 123.- Empalmes de Alambres y Varillas Corrugadas a Tensión

La longitud mínima de los traslapes en tensión será conforme a los requisitos de empalmes clase A o B, pero no menor de 30 cm., donde:

Empalme Clase A.....1.0 l_d

Empalme Clase B.....1,3 l_d

Los traslapes de alambres y varillas corrugadas sujetos a tensión deben estar de acuerdo a la tabla No. 29.

TABLA No. 29		
$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}}$	Porcentaje máximo de A_s empalmado dentro de la longitud de empalme requerida	
	50	100
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

Los empalmes soldados o las conexiones mecánicas utilizadas donde el área de refuerzo proporcionada es menor de 2 veces la requerida por el análisis, deben ser acordes con los requisitos de los incisos f) o g) del Artículo 110.

Los empalmes soldados o las conexiones mecánicas utilizadas donde el área de refuerzo proporcionada es por lo menos 2 veces la requerida por el análisis, deben cumplir con lo siguiente:

- Los empalmes deben estar escalonados cada 60 cm, y de tal manera que desarrollen en cada sección, por lo menos, 2 veces la fuerza de la tensión calculada en esa sección, pero no menos de 1.40 Kg/cm² para el área total del refuerzo proporcionado.
- Cuando se calcula la fuerza de tensión desarrollada en cada sección, el acero de refuerzo empleado puede evaluarse en razón a la resistencia especificada del empalme. El acero de refuerzo no empalmado debe evaluarse a razón de esa fracción de f_y , definida por la relación de la longitud de desarrollo real más corta a la l_d requerida, para desarrollar la resistencia a la fluencia especificada f_y Relación del área de refuerzo proporcionada al área de refuerzo requerida por el análisis en la ubicación de traslape.

Art. 124.- Empalmes de Varillas Corrugadas Sujetas a Compresión

La longitud mínima de un empalme para traslapes en compresión, será la longitud de desarrollo en compresión calculada de acuerdo con lo que establece el inciso c) del Art. 125, pero no debe ser menor de $0.007 f_y d_b$ para un f_y menor o igual a 4200 Kg/cm^2 , o de $(0.013f_y-24) d_b$, para un f_y mayor de 4200 Kg/cm^2 , ni menor de 30 cm. Cuando $f'c$ sea menor de 210 kg/cm^2 , la longitud del empalme debe incrementarse en $1/3$.

En miembros reforzados a compresión con aros, donde estos tengan un área efectiva de por lo menos $0.0015 h_s$ en toda la longitud de traslape, donde h es el peralte total de miembro en cm, y s es la separación de los estribos o aros en cm., la longitud de traslape puede multiplicarse por 0.83, pero dicha longitud no debe ser menor de 30 cm.

Las ramas de los estribos perpendiculares a la dimensión h deben utilizarse para determinar el área efectiva.

En miembros sujetos a compresión con refuerzo en espiral, la longitud del traslape de las varillas dentro de una espiral, puede multiplicarse por 0.75, pero dicha longitud no debe ser menor de 30 cm.

Los empalmes soldados o las conexiones mecánicas usadas en compresión, deben cumplir con los requisitos del inciso f) o g) del Artículo 122.

Para requisitos especiales de empalmes para columnas, referirse al inciso 12.17 del ACI 318S-05.

Art. 125.- Longitud de Desarrollo

- a) La tensión o la compresión calculadas en el refuerzo en cada sección de los miembros de concreto reforzado, deben desarrollarse en cada lado de esa sección por la longitud de anclaje, o por el anclaje en el extremo o por una combinación de ambos. Se pueden utilizar ganchos para el desarrollo de las varillas en tensión.
- b) Longitud de desarrollo de varillas y alambres corrugados sujetos a tensión: La longitud de desarrollo ℓ_d , en centímetros, deberá calcularse como el producto de la longitud de desarrollo básico l_{db} dada por las siguientes ecuaciones según el caso y por el factor indicado en la tabla No. 30.

En donde: A_b = Área de una varilla individual, en cm^2

d_b = Diámetro nominal de una varilla, alambre o cable de presfuerzo, en cms.

Esta longitud de desarrollo básico es para varillas del No. 11 o menores. Para varillas de diámetro mayor, ver inciso 12.2.2 ACI 318S-05.

	Barras No 6 o menores Y alambre corrugados	Barras No. 7 y mayores
Separación libre entre las barras o los traslapos no menor que d_b , y estribos a lo largo de l_d en cantidad no menor al mínimo especificado en el reglamento O Separación libre de las barras o traslapos no menor que $2d_b$ y recubrimiento libre no menor que d_b	$l_d = \frac{f_y \alpha \beta}{6.6 \sqrt{f_c'}} d_b$	$l_d = \frac{f_y \alpha \beta}{5.3 \sqrt{f_c'}} d_b$
Todos los otros casos	$l_d = \frac{f_y \alpha \beta}{4.4 \sqrt{f_c'}} d_b$	$l_d = \frac{f_y \alpha \beta}{3.5 \sqrt{f_c'}} d_b$

(49)

β = es igual a 1.5 cuando las barras estén cubiertas resina epóxica y tengan un recubrimiento menor de $3d_b$ o una separación entre barras paralelas menor que $6d_b$ y β es igual a 1.2 cuando estén cubiertas con resina pero tengan recubrimiento o separación mayores que las anteriores y β es igual a 1 si las barras no están cubiertas.
 α = es igual 1.3 si las barras son altas es decir con mas de 30 cm de concreto por debajo de ellas, en todos los demás casos vale 1

- El producto de $\alpha \beta$ no se necesita tomar mayor de 1.7

CONDICIÓN DEL REFUERZO	FACTOR
Barras de diámetro igual a numero 6 o menor	0.8
Barras con f_y mayor de 4200 kg/cm ²	$2-(4200/f_y)$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que numero 6	1.2
Acero de flexión en exceso ^b	A_s , requerida/ A_s , proporcionada
Barras lisas	2
cuando f_{ct} esta especificada y el concreto esta proporcionado**	$\frac{1.8 \sqrt{f_c'}}{f_{ct}}$ Pero no menor que 1.0
cuando f_{ct} no esta especificada: concreto ligero	1.33
concreto ligero con arena	1.18
Se puede aplicar la interpretación lineal cuando se utiliza un reemplazo parcial de arena.	

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO / RNC-07-100

a= Si aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes.

b= Excepto en zonas de articulaciones plásticas y marcos dúctiles.

f_{ct} = resistencia promedio a la tracción por hendimiento del concreto liviano

La longitud de desarrollo l_d no debe ser menor de 30 cms., excepto en el calculo de traslapes, conforme el Art. 123, y del desarrollo del refuerzo del alma especificado en la sección 12.14 del ACI 318S-05.

* El refuerzo del lecho superior, es el refuerzo horizontal colocado de tal manera que el concreto colado bajo el refuerzo tiene un espesor de 30 cm. o más.

** f_{ct} es la resistencia promedio a la tensión del concreto, hecho con agregado ligero en Kg/cm², obtenida por medio de compresión diametral (prueba brasileña).

c) longitud de desarrollo de varillas corrugadas sujetas a compresión.

La longitud de desarrollo l_d en centímetros para varillas corrugadas en compresión, debe calcularse como el producto de la longitud básica de desarrollo l_{db} encontrada con la formula (50) por los factores de modificación aplicables de la tabla No. 31, pero l_d no debe ser menor de 20 cm.

$$l_{db} = \frac{0.075 f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (50)$$

pero no menor de 0.0043 $f_y d_b$

TABLA No. 31	
CONDICION DEL REFUERZO	FACTOR
El refuerzo que exceda de lo requerido Por el análisis	$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}}$
El refuerzo confinado por un refuerzo en espiral con Diámetro no menor del No. 2 o mayor de 10 cm. de Paso.	0.75

d) para la longitud de desarrollo de varillas en paquetes, referirse al inciso 12.4 del ACI 318S-05.

Art. 126.- Formaletas: Especificaciones Mínimas

- Deberán ser de madera cepillada y seca, (excepto para miembros redondeados), metálicas o de otro material suficientemente rígido e impermeable que reúna condiciones análogas de eficacia.
- Deberán resultar estructuras que cumplan con la forma, lineamientos y las dimensiones de los elementos, según lo requerido en los planos y las especificaciones de diseño.
- Deberán colocarse bien alineadas y niveladas.
- Deberán construirse de manera que no dañen la estructura previamente construida.
- Deberán dejarse aberturas en las bases para limpieza, inspeccionando inmediatamente antes de la colocada del concreto, para asegurarse de que están cerradas todas las aberturas, limpias las formaletas, colocadas en posición y a las medidas exactas marcadas en el proyecto.

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO RNC-07-101

- f) Deberán estar adecuadamente apuntaladas o ligadas de tal manera que conserven su forma y posición.

Art. 127.- Desencofre y Retiro de Puntales

- a) No deberá retirarse ningún puntal ni aplicarse ninguna carga de construcción, excepto si la estructura junto con el sistema restante de la formaleta y puntales, tengan la suficiente resistencia para soportar con seguridad su propio peso y las cargas colocadas sobre ella.
- b) En el caso de miembros presforzados, los apoyos de la formaleta se pueden retirar cuando se haya aplicado suficiente preesfuerzo.
- c) Para comprobar la resistencia necesaria (especificada en el inciso a), se puede realizar un análisis estructural en los cilindros de prueba curados en la obra, que considere las cargas propuestas en relación con la resistencia de los cilindros y la resistencia del sistema de formaletas y puntales.
- d) No deberán emplearse herramientas metálicas para el desencofre, en todo caso cuñas de madera que sirvan de palanca entre el concreto y el molde, golpeándolo ligeramente para despegarlo.
- e) No deberá aplicarse ninguna carga de construcción que exceda la combinación de la carga muerta más la carga viva, en la estructura sin puntales, a menos que un análisis indique que existe la resistencia adecuada para soportar tales cargas adicionales.
- f) El desencofre deberá realizarse de manera que no perjudique la completa seguridad y durabilidad de la estructura, debiendo tener el concreto la suficiente resistencia para no sufrir daños posteriores.

Art. 128.- Preparación del Equipo y del Lugar de Colocación

- a) Todo el equipo de mezclado y transporte del concreto deberá estar limpio.
- b) Las formaletas deberán estar adecuadamente humedecidas durante un periodo mínimo de 2 horas antes del colado, cubiertas con algún lubricantes (excepto para concreto que va a ser revocado) antes de colocar el refuerzo, para evitar mancharlo de grasa.
- c) Los tabiques o bloques de los rellenos que van a estar en contacto con el concreto, deberán estar bien humedecidos.
- d) Se eliminarán todos los escombros y toda sustancia extraña, de cualquier naturaleza, como aserrín, restos de madera, papel, etc., que ocupen el lugar donde va a ser colocado el concreto.
- e) Deberá retirarse el agua de lugar de colocación del concreto antes de que este se deposite, a menos que se vaya a emplear una trompa de colado o que lo permita el oficial de construcción.
- f) La superficie de concreto endurecida deberá estar libre de lechada y de otros materiales blandos antes de colocar el concreto adicional contra ella.
- g) El refuerzo deberá estar completamente libre de todo resto de aceite, materias grasas o cualquier sustancia extraña igualmente perjudicial que reduzca su adherencia con el concreto.
- h) Las formaletas, refuerzo y suelo de fundación deberán ser regados con agua cuando las condiciones del clima lo requieran.

Art. 129.- Proporcionamiento de la Mezcla

El concreto deberá dosificarse y producirse para asegurar una resistencia promedio a la compresión, lo suficientemente alta, para minimizar la frecuencia de los resultados de prueba que estén por debajo del valor de la resistencia a la compresión especificada $f'c$.

Art. 130.- Selección de las Proporciones de la Mezcla de Concreto

- a) Se deberá lograr la trabajabilidad y consistencia adecuadas, para permitir que el concreto se trabaje fácilmente dentro de las formaletas y alrededor del refuerzo, en las condiciones de colocación que van a emplearse sin segregación excesiva.
- b) Se deberán alcanzar los requisitos de la prueba de resistencia especificados en los Artos. 143 al 146 inclusive.

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO / RNC-07-102

- c) Cuando se vayan a utilizar distintos materiales para diferentes partes de la obra, cada una de las combinaciones deberá evaluarse por separado.
- d) Las proporciones del concreto, incluyendo la relación agua, cemento, se establecerán tomando como base la experiencia de campo, o en pruebas de laboratorio de los materiales que se van a utilizar, a excepción de lo permitido en el Arto. 133.

Art. 131.- Proporcionamiento en Base a la Experiencia de Campo

- a) Cuando se tenga registro de las instalaciones para la producción de concreto, en base a por lo menos 30 pruebas consecutivas de resistencia, que representen materiales y condiciones similares a los esperados, la resistencia a la compresión promedio requerida, utilizada como base para la selección de las proporciones, deberá exceder de la $f'c$ requerida a la edad designada para la prueba, por lo menos en:

30 Kg/cm² si la desviación estándar es menor de 20 Kg/cm²
40 Kg/cm² si la desviación estándar esta entre 20 y 30 Kg/cm²
50 Kg/cm² si la desviación estándar esta entre 30 y 35 Kg/cm²
65 Kg/cm² si la desviación estándar esta entre 35 y 40 Kg/cm²
85 Kg/cm² si la desviación estándar es mayor de 40 Kg/cm²

- b) Deberá considerarse que los datos de resistencia utilizados para determinar la desviación estándar cumplen con lo estipulado en el inc. a) de este artículo, si representan un grupo de por lo menos 30 pruebas consecutivas, o el promedio estadístico de dos grupos que sumen 30 o más resultados de pruebas.
- c) Las pruebas de resistencia empleadas para establecer la desviación estándar deberán representar al concreto, producido para obtener resistencia o resistencias especificadas, hasta 70 Kg/cm² por sobre lo considerado para la obra propuesta.
- d) Los cambios en materiales y proporciones en la serie de pruebas de base utilizadas para establecer la desviación estándar, no deberán ser más restringidas que los que serian para la obra propuesta.

Art. 132.- Proporcionamiento por Medio de Mezclas de Prueba de Laboratorio

- a) Cuando se utilicen mezclas de prueba de laboratorio como base para la selección del proporcionamiento de la mezcla de concreto, deberán hacerse pruebas de resistencia de acuerdo con ASTM C-39 en cilindros preparados según ASTM C-192.
- b) El contenido del aire deberá estar dentro de $\pm 0.5\%$ y el revenimiento en ± 2 cm. del máximo permitido por las especificaciones según tablas No. 32 y No. 33.
- c) Deberá establecerse una curva que muestre la variación entre la relación agua/cemento (o el contenido de cemento) y la resistencia a la compresión. La curva deberá basarse por lo menos en 3 puntos que representen mezclas cuya resistencia a la compresión resulten por encima y por debajo de la resistencia promedio especificada en el Art. 131 inciso a).

Si no se tiene registro de las instalaciones para la producción de concreto basado en 30 pruebas de resistencia consecutivas que representen materiales y condiciones similares a los esperados, la resistencia a la compresión promedio requerida deberá ser 85 Kg/cm² superior a la $f'c$. Cada punto deberá representar el promedio de por lo menos 3 cilindros probados a los 28 días o a edades menores según lo especificado en los planos de diseño o especificaciones.

- d) La relación agua cemento máxima permisible (o el contenido mínimo de cemento) para el concreto que va a emplearse en la estructura, será la representada por la curva que produzca la resistencia promedio indicada en el Artículo 131 inciso a) o el inciso c) de este Artículo.

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO RNC-07-103

TABLA No. 32		
Tamaño Máximo del Agregado (Plg.)	CONTENIDO DEL AIRE %	
	Concreto sin Aire incluido	Concreto con Aire incluido
3/8"	3.0	8.0
1/2"	2.5	7.0
3/4"	2.0	6.0
1"	1.5	5.0
1 1/2"	1.0	4.5
2"	0.5	4.0
3"	0.3	3.5
6"	0.2	3.0

TABLA No. 33		
TIPO DE CONSTRUCCIÓN	REVENIMIENTO EN CM.	
	MÁXIMO	MÍNIMO
Paredes y zapatas de cimentación reforzadas.	8	2
Zapatas, cajones y muros de subestructuras sin refuerzo.	8	2
Vigas y paredes reforzadas.	10	2
Columnas de edificios.	10	2
Pavimentos y losas.	8	2
Construcción masiva.	5	2

TABLA No. 34

RELACION AGUA/CEMENTO MAXIMA PERMISIBLE PARA CONCRETO CUANDO NO EXISTAN DATOS DE RESISTENCIA DE MEZCLAS DE PRUEBA O DE EXPERIENCIA DE CAMPO				
Resistencia a la compresión especificada $f'c$ kg/cm²*	RELACION AGUA/CEMENTO MAXIMA PERMISIBLE			
	CONCRETO SIN AIRE INCLUIDO		CONCRETO CON AIRE INCLUIDO	
	Relación absoluta por peso.	Litros por saco de cemento de 50 kg.	Relación por peso.	Litros por saco de cemento de 50 kg.
175	0.67	33.7	0.54	27.0
210	0.58	29.3	0.46	23.0
245	0.51	25.7	0.40	20.0
280	0.44	22.2	0.35	17.7
315	0.38	19.1	**	**
350	**	**	**	**

* Resistencia a los 28 días. Para la mayoría de los materiales las relaciones agua/cemento dadas proporcionan resistencia promedio mayores que las requeridas en el Art. 131 inciso a).

** La dosificación de mezclas de concreto para resistencias mayores de 315 kg/cm² sin aire incluido y de 280 kg/cm² con aire incluido. Deberán basarse en los métodos que se establecen en los Artículos 131 y 132 de este Reglamento.

Art. 133.- Proporcionamiento por Medio de la Relación Agua-Cemento

- a) Si no se cuenta con datos adecuados en un registro de 30 pruebas consecutivas según el Art. 119 de este Reglamento, o mezclas de pruebas de laboratorio según el Art. 132. podrá otorgarse permiso para basar las proporciones del concreto en los límites de la relación agua-cemento que se muestran en la tabla No. 34.
- b) La tabla deberá utilizarse solo para concreto hecho con cementos que cumplan con los requisitos de resistencias para los tipos I, IA, II, IIA, III, IIIA, o V de ASTM C-150 o de ASTM C-175 y no será aplicable a concreto que contenga agregados ligeros o aditivos que no sean inclusotes de aire.
- c) El concreto proporcionado por medio de los límites de la relación agua/cemento prescritos en la Tabla No. 31, también deberá apegarse a los criterios de las pruebas de resistencias a la compresión.

Art. 134.- Reducción de la Resistencia Promedio.

Una vez que se dispone de suficientes datos de prueba de la obra, se podrán utilizar los métodos de ACI 214-77(reaprobado en 1989). Se podrá reducir el valor para el cual la resistencia promedio debe exceder a $f'c$ por debajo del indicado en el Art. 131 inc. a) siempre y cuando:

- a) La frecuencia probable de las pruebas de resistencia con mas de 35 kg/cm^2 por debajo de $f'c$ no exceda en 1%.
- b) La frecuencia probable del promedio de tres pruebas consecutivas que estén por debajo de $f'c$ no exceda de 1%.

Art. 135.- Mezclado del Concreto

- a) Deberá mezclarse hasta obtener una distribución uniforme de todos sus materiales componentes y deberá descargarse completamente antes de que vuelva a cargarse la mezcladora.
- b) El concreto premezclado deberá mezclarse y entregarse de acuerdo con los requisitos establecidos en ASTM C-94.
- c) El concreto mezclado en la obra puede ser:

l) Mecánico

- Deberá hacerse en una mezcladora de tipo aprobada.
- La mezcladora deberá hacerse girar a la velocidad recomendada por el fabricante.
- Los materiales deberán colocarse en la mezcladora preferentemente en el orden siguiente:
 - 1o) Un 10% del agua de mezclado.
 - 2o) Cemento y árido fino simultáneamente.
 - 3o) Árido grueso.
 - 4o) El resto del agua hasta incluir un 90% a la vez que se cargan los sólidos.
 - 5o) El restante 10% de agua se debe incluir en un tiempo requerido para el mezclado total.
- El mezclado deberá continuarse por lo menos durante un minuto y medio después de que todos los materiales estén dentro del tambor, a menos que se demuestre que un tiempo menor es satisfactorio mediante las pruebas de uniformidad en el mezclado, según ASTM C-94.
- El tiempo de mezclado no será menor que el mínimo especificado, funcionando la mezcladora a la sombra, en condiciones de alta temperatura.
- Para evitar una mezcla pobre en mortero, al adherirse una cierta cantidad de este en las paredes del tambor, se recomienda: descargar la primera mezcla o juntar previamente las paredes limpias con un mortero de la misma calidad o más rico que el de la mezcla, o aumentar en una cantidad determinada el contenido de mortero de la mezcla.
- Se deberá limpiar internamente la mezcladora cuando menos una vez al día, para evitar que el mortero adherido a las paredes endurezca.

II) Manual

- Solo será tolerado en casos excepcionales, para elementos de orden secundario y sin ninguna importancia estructural.
- Deberá medirse en volúmenes sueltos utilizando baldes o cajones de madera de un pie cúbico y mezclarse en el suelo (sobre una superficie embaldosada) o en una batea con juntas herméticamente cerradas, evitando que el concreto se contamine de tierra o cualquier otra sustancia ajena.
- Los materiales deberán colocarse en la batea en el orden siguiente:
 - 1) El agregado grueso.
 - 2) El cemento.
 - 3) Arena.
 - 4) Se revuelven en seco hasta lograr una masa homogénea.
 - 5) Se coloca el agua en un hueco dejado en la mezcla y se mezcla hasta obtener una masa homogénea.

Art. 136.- Transporte del Concreto

Deberá transportarse de la mezcladora al sitio final de colocación, empleando métodos que prevengan la segregación o pérdida de materiales y sin interrupciones que permitan la pérdida de plasticidad entre colados sucesivos.

Existen diferentes elementos para transportar el concreto, como son:

I. Canaletas.

- a) No deberán exceder de 6 m. y con una pendiente de 1 a 2 aproximadamente. En caso de que sean de mayor longitud, deberán protegerse de los rayos.
- b) Deberá usarse un deflector y embudo en la descarga del concreto para que este se deposite verticalmente y no se produzca segregación alguna.
- c) No deberá modificarse la consistencia de la mezcla, sino que debe dársele adecuadamente desde un principio.

II. Carretillas y Vagonetas (buggies).

- a) Deberá proveerse de ruedas de hule para evitar continuos impactos que provoquen segregación.
- b) Se deberán usar solo para obras pequeñas donde se mueven cantidades también pequeñas y a través de distancias.

III. Cubos Elevados con Grúas.

Se emplearan en estructuras altas y localizadas en áreas congestionadas.

IV. Malacate.

Solo deberá utilizarse para edificios pequeños.

V. Bandas Transportadoras.

Deberán ser horizontales o con una pendiente que no cause segregación.

VI. Bombeo.

Deberá ser de una clase apropiada, sin ramificación y con adecuada capacidad de llenado; la máxima pérdida de revenimiento será de 4 cm.

Arto. 137. - Colocación del concreto.

- a) Deberá depositarse lo más cerca posible de su ubicación final, para evitar segregación debido al remanejo o flujo y colocarse dentro de los 30 minutos después que el agua se puso en contacto con el cemento, pudiéndose extender a 90 minutos en caso que el transporte fuese realizado en un camión mezclador.
- b) Deberán reducirse en lo necesario los tiempos indicados en el inciso a) de este Artículo, en condiciones de temperatura elevada, para evitar un endurecimiento rápido del concreto, recomendándose regar alrededor del lugar donde se va a vaciar para aumentar la humedad relativa.
- c) Deberá rechazarse el concreto que se haya endurecido parcialmente o que se haya contaminado con materiales extraños.
- d) No deberá utilizarse el concreto retemplado o que haya sido remezclado después del fraguado inicial, a menos que el ingeniero lo apruebe.
- e) Si se coloca el concreto directamente sobre las formaletas, no deberá permitirse que caiga de alturas mayores de 1.80 m.
- f) Deberá colocarse en capas horizontales, acomodándolas antes de colar las siguientes, en capas que varían 15 a 30 cm. pudiendo alcanzar hasta 50 cm. En estructuras mayores
- g) Cuando se coloque en superficies inclinadas, deberán empezarse a colocar por la parte más baja, con lo que se logrará la consolidación de ésta, permitiendo soportar a las siguientes.
- h) El colado deberá efectuarse a tal velocidad que el concreto conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre las varillas.
- i) El colado deberá ser una operación continua hasta que finalice la sección de acuerdo con sus propios límites o juntas predeterminadas. Excepto lo permitido o prohibido en el artículo siguiente.

Arto. 138. - Juntas.

- a) En caso de no estar indicadas en los planos de diseño, se deberán hacer y localizar de tal forma de que no afecten significativamente la resistencia de la estructuras, localizándose en las zonas donde el esfuerzo cortante sea mínimo.
- b) En los pisos se localizarán cerca de la mitad del claro de las losas o vigas a menos que en ese punto exista una intersección de una viga secundaria con una principal, en cuyo caso las juntas en las vigas secundarias se moverán una distancia igual a 2 veces el ancho de la viga principal. Se deberán tomar precauciones para transmitir el cortante y otras fuerzas a través de la junta.
- c) La superficie del concreto deberá estar completamente limpia, y removida toda la lechada y agua estancada.
- d) Las juntas de colado verticales deberán humedecerse completamente y cubrirse con una lechada de cemento, inmediatamente antes de colocar el concreto nuevo.
- e) Las vigas o losas que se apoyen en columnas y muros, no se deben colar o construir sino hasta que el concreto de los elementos verticales de apoyo haya dejado de ser plástico.
- f) Las vigas y capiteles de columnas se considerarán como parte del sistema de entrepiso y se colarán monolíticamente con él.
- g) La superficie superior de las capas coladas verticalmente debe estar aproximadamente a nivel.
- h) En tiempo caluroso par evitar que se formen juntas de construcción y el agrietamiento que se produce cuando el concreto está plástico, por efecto de una gran evaporación y consecuente secado, las superficies expuestas del concreto fresco deberán mantenerse continuamente humedecidas mediante riego con agua en forma de aspersion, manteniéndolas húmedas durante las 24 primeras horas después de la colocación, iniciándose el curado tan pronto como el concreto haya endurecido lo suficiente.
- i) Cuando se necesiten juntas de colado, éstas deberán hacerse de acuerdo a lo que se establece en este Artículo.
- j) En tiempo caluroso se deberán colocar cubiertas temporales para conservar continuamente húmedo el concreto.

Arto. 139. - Pluviosidad.

En caso de presentarse lluvia se recomienda :

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO RNC-07-107

- a) Cubrir los elementos colados, así como el concreto que esté por colarse y esperar a que deje de llover. En caso que la lluvia sea rápida, se recomienda usar mezclas más secas.
- b) Suspender el colado aunque se desperdicie el concreto, ya que es más fácil diseñar una junta adecuada para proseguir, que demoler una parte por tener ésta baja resistencia.

Arto. 140. - Compactación.

Todo concreto deberá compactarse cuidadosamente por los medios adecuados durante la colocación, acomodándose enteramente alrededor del refuerzo, de las instalaciones ahogadas y dentro de las esquinas de las formaletas, pudiéndose vibrar por medios mecánicos o manuales, dependiendo del tipo de concreto y de su grado de fluidez con el objeto de eliminar vacíos de la masa.

- a) El vibrado externo se realiza haciendo vibrar las formaletas, transmitiendo ésta la vibración al concreto. Se recomienda para espesores menores de 40 cm.
- b) El vibrado interno se realiza introduciendo dentro de la masa de concreto la cabeza del vibrador. Se deberán tomar precauciones para evitar que el vibrador toque el refuerzo o ductos. En caso de que se acumule pasta de cemento en la cabeza del vibrador, se deberá sacar éste con la misma velocidad con que fue introducido y meterse verticalmente dentro de la superficie a compactar, penetrando hasta el fondo de la capa, y en caso de que ésta se encuentre aún plástica deberá penetrar 25 cm. en la anterior.
- c) El vibrado manual se realiza punzoneando el hormigón con barras de acero gruesas, o apisonándolos con herramientas adecuadas, complementándose la operación con golpeteo de las formaletas y/o vibración necesaria y suficiente de las mismas.

Arto. 141. - Curado del Concreto.

- a) se deberá mantener el concreto en condiciones de humedad por lo menos durante los primeros 7 días después de colado, excepto cuando se realice el curado según lo que establece el artículo 130 y para concreto de alta resistencia a temprana edad.
- b) En tiempo caluroso se deberá iniciar el curado tan pronto como el concreto se haya endurecido lo suficiente para soportar daños superficiales.
- c) El concreto de alta resistencia a temprana edad deberá mantenerse en condiciones de humedad, por lo menos. Los 3 primeros días, excepto cuando sea curado, según lo que establece en el Artículo 130.

Arto. 142. - Curado Acelerado.

- a) El curado con vapor a alta presión, vapor a la presión atmosférica, calor humedad, u otro proceso aceptado, se podrá emplear para acelerar la ganancia de resistencia y reducir el tiempo de curado.
- b) Deberá proporcionar una resistencia a la compresión del concreto en la etapa de carga considerada, por lo menos igual a la resistencia de diseño requerida en esa etapa de carga.
- c) Deberá producir un concreto con una durabilidad, por lo menos, equivalente al concreto curado por método indicado en los incisos a) y b) del artículo anterior.

Arto. 143. - Evaluación y Aceptación del Concreto: Frecuencia de Pruebas.

Para efecto de la evaluación y aceptación del concreto, en lo que se refiere a frecuencia de las pruebas; de especímenes curados en el campo y en el laboratorio de investigación de los resultados de las pruebas de baja resistencia deberá cumplirse:

- a) Las muestras para las pruebas de resistencias de cada clase de concreto colocado en ese día, deberá tomarse no menos de una vez por cada 115 m³ de colocada para losas o muros.

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO / RNC-07-108

- b) En un proyecto dado, si el volumen total del concreto es tal, que la frecuencia de las pruebas requeridas en el inciso a) de este artículo proporcionara menos de 5 pruebas de resistencias para una determinada clase de concreto las pruebas deberán realizarse de por lo menos 5 mezclas seleccionadas al azar, o de cada mezcla si se utilizan menos de 5.
- c) Cuando la cantidad total de una determinada clase de concreto es inferior a 10 m³ el oficial de las construcciones podrá desistirse de las pruebas de resistencias si, según su criterio, existe evidencias adecuada de una resistencia satisfactoria.
- d) Cada resultado de la prueba de resistencia deberá ser el promedio de 2 cilindros de la misma muestra probados a los 28 días o a una edad menor especificada.
- e) Se podrá requerir pruebas complementarias de resistencias de acuerdo a lo establecido en el siguiente artículo para asegurar que el concreto sea satisfactorio.

Arto. 144. - Pruebas de Especímenes Curados en el Campo.

- a) El oficial de las construcciones podrá solicitar pruebas de resistencia de cilindros curados en condiciones de campo, a fin de comprobar lo adecuado del curado y la protección del concreto en la estructura.
- b) Los cilindros deberán moldearse al mismo tiempo y de la misma muestra que los cilindros de pruebas curados en laboratorio.
- c) Deberán curarse en condiciones de campo según ASTM C-31.
- d) Los procedimientos para la protección y el curado del concreto, se deberán mejorar cuando la resistencia de los cilindros curados en el campo a la edad de prueba designada para medir $f'c$ es inferior al 85% de los cilindros compañeros curados en el laboratorio cuando la resistencia de los cilindros curados en el laboratorio sea apreciablemente mayor que la $f'c$ las resistencias de los cilindros curados en el campo no necesitan exceder de la $f'c$ en más de 35 kg/cm² aún cuando no se cumplan con el criterio del 85%.

Arto. 145. - Pruebas de Especímenes Curados en el Laboratorio.

- a) Las muestras para la prueba de resistencia se deberán tomar según ASTM C-172.
- b) Los cilindros para las pruebas de resistencias se deberán moldear y curar según ASTM C-31 y probarse según ASTM C-39.
- c) El nivel de resistencia de una clase determinada de concreto será considerado satisfactorio si se cumple con:
 - El promedio de toda la serie de 3 pruebas de resistencias consecutivas es igual o superior a la $f'c$ requerida
 - Ningún resultado individual de la prueba de resistencia (promedio de 2 cilindros) caen en más de 35 Kg/cm² por debajo de la $f'c$ requerida
- d) Si no cumple con cualquiera de los dos requisitos del inciso anterior se deberán tomar de inmediato, medidas a fin de incrementar el promedio de los resultados de las pruebas de resistencias subsiguientes.

Arto. 146. - Investigación de los Resultados de la Pruebas de Baja Resistencia.

- a) Si cualquier prueba de resistencia (Inc. d) del Art. 143) de cilindros curados en el laboratorio resulta por debajo de la $f'c$ en más de 35 kg/cm² (inc. C) 2 del arto. 145) o si las pruebas de los cilindros curados en el campo indican deficiencias en la protección y curado deberán tomarse medidas para asegurar que la capacidad de carga de la estructura no está comprometiendo.
- b) Si se confirma que el concreto es de baja resistencia y los cálculos indican que la capacidad de carga se ha reducido significativamente se podrá requerir pruebas de corazones extraídos de la zona inducida, de acuerdo con ASTM C-42 en cuyo caso deberán tomarse 3 corazones por cada resultado de prueba de resistencia que esté por debajo de la $f'c$ en más de 35 kg/cm².
- c) Si el concreto de la estructura va a estar seco durante las condiciones de servicios los corazones deberán secarse al aire durante 7 días antes de la prueba y deberán probarse secos. Si el concreto de la estructura va a estar más que superficialmente húmedo en las condiciones de servicios, los corazones deberán sumergirse en agua por lo menos durante 48 horas y probarse húmedos.

NORMAS MINIMAS DE CONCRETO REFORZADO RNC-07-109

- d) El concreto de la zona representada por las pruebas de los corazones, se considerará estructuralmente adecuado, si el promedio de los 3 corazones es por lo menos igual al 85% de la $f'c$ y ningún corazón tenga una resistencia menor del 75% de la $f'c$. A fin de comprobar la precisión de las pruebas, se puede volver a probar zonas representativas de resistencias erráticas de los corazones.
- e) Si no se cumplen con los criterios del inciso anterior y si las condiciones estructurales permanecen en duda, la autoridad responsable podrá ordena responsable podrá ordenar que se hagan pruebas de carga, como se expone en el capítulo 20 del ACI 318S-05 para la parte dudosa de la estructura, o tomar otra decisión adecuada a las circunstancias.

TÍTULO IX

NORMAS TÉCNICAS PARA REALIZAR ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA

Como se señala en el, podrán adoptarse coeficientes de amplificación por efectos del suelo diferentes, en general, espectros de diseño diferentes a los señalados en este Reglamento, cuando se realicen estudios de microzonificación sísmica de acuerdo con los criterios que se señalan en el presente Título.

Arto. 147. AMENAZA SÍSMICA BÁSICA

a) Espectros en terreno firme en ausencia de estudios locales

En ausencia de estudios detallados de amenaza sísmica, se utilizará como base el mapa de la Figura 2, en que se presentan valores de aceleración máxima del suelo asociados a un periodo de retorno de 500 años. A partir de estos valores, se construirá un espectro de respuesta (seudoaceleraciones, 5% del amortiguamiento crítico) que será representativo del movimiento del suelo correspondiente al periodo de retorno señalado. Para la construcción de este espectro, podrán utilizarse los criterios señalados en el Artículo 27 o, a satisfacción del MTI o alcaldías, otros métodos racionales.

b) Estudios locales para determinar la amenaza sísmica en terreno firme

Podrán realizarse estudios locales para determinar el tamaño y las características frecuenciales del movimiento del suelo en terreno firme asociado a 500 años de periodo de retorno. Para ello, se llevarán a cabo al menos los siguientes estudios:

1. Un estudio geológico regional que identifique las fallas geológicas activas existentes en la zona. Se considerará activa una falla en que haya evidencias de movimientos cuaternarios.
2. Un estudio tectónico en que se determinen las tasas de actividad de dichas fallas de suerte que puedan precisarse:
 - a) el número medio de eventos generados por año con magnitud superior a una dada;
 - b) la magnitud máxima esperada en la falla y su periodo de retorno;
 - c) el parámetro "b" de la relación Gutenberg-Richter que caracteriza la actividad en la falla. Estos parámetros se determinarán haciendo intervenir las restricciones tectónicas que imponen las tasas de deslizamiento en la falla.

Esta información sobre fallas locales, junto con la correspondiente a zonas fuente o fallas de alcance regional, se utilizarán para determinar, con métodos probabilistas y leyes de atenuación adecuadas, la amenaza sísmica en terreno firme.

c) Limitaciones a los valores de amenaza en terreno firme

Podrán usarse movimientos del suelo menores a los que se desprenden de la aplicación del mapa de la Figura 2 y los criterios del Artículo 27 sólo si, a juicio de la alcaldía o el MTI, se demuestra su racionalidad.

Arto. 148. EFECTOS DE SITIO

a) Información geotécnica

Para el área en estudio se recopilará la información sobre aspectos geológicos y geotécnicos locales, con énfasis en la posición geográfica, espesores y características mecánicas de los estratos de suelo, así como en la profundidad de la roca basal. Para la caracterización de las propiedades mecánicas de los suelos se recurrirá, al menos, a mediciones de penetración estándar, aunque se recomienda fuertemente la aplicación de métodos geofísicos o geotécnicos avanzados. Se considerará que, aunque la medición de microtemores puede aportar información valiosa, no serán admisibles los estudios en que los resultados de esta técnica no sean contrastados con otras evidencias.

b) Parámetros del comportamiento no lineal el suelo

Se llevarán a cabo estudios sobre el comportamiento dinámico del módulo de corte y las propiedades de amortiguamiento de los suelos, con el fin de estar en capacidad de llevar a cabo una modelación razonable del suelo fuera de su rango lineal. Para estos estudios podrán emplearse técnicas como ensayos triaxiales cíclicos, estudios en columna resonante, ensayos en columnas de torsión u otros que estén respaldados por resultados apropiados.

Arto. 149. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINÁMICA DEL SUELO

a) Métodos de análisis

El análisis de la respuesta dinámica del suelo se llevará a cabo empleando, al menos, métodos aceptados de propagación unidimensional de ondas de corte. Cuando el caso lo amerite, la autoridad podrá recomendar la ejecución de análisis bi- o tri-dimensionales. Se tomarán como movimientos de entrada los determinados con los criterios que se señalan en el presente título, sea en forma de densidades espectrales adecuadamente determinadas, o en forma de familias de acelerogramas que, colectivamente, representen el nivel de amenaza sísmica dada por los espectros en suelo firme.

b) Determinación de factores de amplificación

A partir de los espectros determinados de acuerdo con lo señalado en el artículo anterior, se determinarán los factores de amplificación adecuados a cada sitio examinado. Para ello, se tendrá en cuenta el espíritu de lo señalado en el artículo 25, por lo que respecta a tipos de suelo, y en el artículo 27 por lo que respecta a las formas espectrales.

c) Microzonas

Una vez determinados los factores de amplificación, se agruparán los sitios examinados que tengan aproximadamente los mismos valores. Estos grupos constituirán las microzonas. La agrupación en microzonas se hará de manera conservadora, es decir, se adoptará como factor de amplificación de la microzona el correspondiente al sitio más amenazado de la misma.

ANEXO A
TABLAS DE CARGAS MUERTAS MÍNIMAS

Tabla 1A. Cubiertas de techo (incluye material de fijación).

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Zinc corrugado calibre 28	3.6
Zinc corrugado calibre 26	5.4
Zinc corrugado calibre 24	6.1
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9
Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Autoportante tipo maxiplac	15
Teja de barro tipo española nacional, saturada. Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de cumbrera y de limatesas	50
Cartón asfáltico de 3 capas	35

Tabla 2A. Cielos rasos.

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14
Cielo raso de Plywood de 1/4" con estructura de madera	16
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	18
Fibrocemento liso 6 mm con estructura de madera	22
Fibrocemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5
Fibrocemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Machihembre de 1/2"	7
Yeso con perfiles de aluminio	8
Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de vidrio	18
Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

Tabla 3A. Cubierta de pisos.

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Ladrillo de cemento	83
Ladrillo de barro	58
Ladrillo de Cerámica	30
Fibrocemento de 20 mm	22

Tabla 4A. Paredes.

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga corona	110
Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlínes	6
Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2" x 3" con Plywood ¼" ambas caras	10
Esqueleto madera 2" x 3" con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de cemento de 10 x 20 x 40	140
Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	200
Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	228
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	300
Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast (2.5 de repello ambas caras)	150
Bloque sólido de barro de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172
Bloque sólido de barro de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255
Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20
Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

Nota: Para paredes con repello de 1 cm. de espesor, agregar 20 kg/m² por cada cara repellada.

Tabla 5A. Materiales almacenables.

A.	ROCAS	Kg/m³	C.	MATERIALES DIVERSOS	Kg/m³
	Arenisca	2600		Alquitrán	1200
	Arenisca porosa y caliza porosa	2400		Asfalto	1300
	Basalto, diorita	3000		Caucho en plancha	1700
	Calizas compactas y mármoles	2800		Papel	1100
	Granito, sienita, diabasa, pórfido	2800		Plástico en plancha	2100
	Gneis	3000		Vidrio plano	2600
	Mármol	2700			
	Pizarra	2800	D.	METALES	
B.	MADERAS			Acero	7850
	Pochote	530		Hierro dulce	7800
	Pino Costeño	801		Fundición	7250
	Pino Ocote	660		Aluminio	2750
	Genízaro	513		Plomo	11400
	Cedro Macho	615		Cobre	8900
	Cedro Real	481		Bronce	8500
	Laurel hembra	561		Zinc	6900
		Kg/m³			Kg/m³
	Almendro	770		Estaño	7400
	Bálsamo	960		Latón	8500
	Roble	745		Mercurio	13600
	Caoba	500		Níquel	9000
	Cortez	960			
	Guayabo	738	E.	OTROS	
	Guayacán	1240		Vidrios	2500
	Laurel	565		Concreto asfáltico	2400
	Comenegro	950		Concreto estructural	2400
	Guapinol	930		Mortero	2200
	Níspero	1010		Losetas	2400
	Madero Negro	960		Cartón bituminado	600
	Mora	920		Asbesto – cemento	2500
	Melón	930		Leña	600
	Ñambar	1100		Tierra	1600

Tabla 6A. Materiales de construcción.

MATERIAL	kg/m³
Arena	1500
Arena de Pómez	700
Cal en polvo	1000
Cal en terrón	1000
Cemento en sacos	1600
Cemento en polvo	1200
Grava	1700
Piedra cantera	1440
Acero Estructural	7850

Tabla 7A. Productos agrícolas.

PRODUCTO	Kg/m³
Avena	450
Azúcar	750
Cebada	650
Centeno	800
Frutas	650
Harina y salvado	500
Maíz	750
Papas	700
Pastos secos	400
Sal	1000
Trigo, frijoles, arroz	750

Tabla 8A. Líquidos.

MATERIAL	Kg/m³
Aceite de Creosota	1100
Aceite de Linaza	940
Aceite de Ricino	970
Aceite Mineral	930
Acetona	790
Ácido clorhídrico al 40%	1200
Ácido nítrico al 40%	1250
Ácido sulfúrico al 50%	1400
Ácido Muriático	1200
Agua	1000
Agua de mar	1030
Alcohol etílico	800
Anilina	1040
Bencina	700
MATERIAL	Kg/m³
Benzol	900
Cerveza	1030
Gasolina	750
Leche	1030
Petróleo	800
Soda Cáustica	1700
Sulfuro de carbono	1290

ANEXO B
FACTORES Q SEGÚN EL TIPO DE SISTEMA
ESTRUCTURAL

ESTRUCTURA METÁLICAS

En este apéndice se indican los requisitos mínimos que deberán cumplirse para que puedan adoptarse valores del factor de comportamiento sísmico Q mayores o iguales que 2, de acuerdo con el título II NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO del reglamento. También se abarcan algunos casos que no están incluidos en ese título II.

Las estructuras que satisfagan los requisitos señalados en AISC- 341-02 podrá diseñarse con el factor de comportamiento sísmico indicado en la tabla 1B. Para sistemas estructurales diferentes a los indicados en la tabla, se deberá presentar a la alcaldía un estudio en el que se soporte el valor del factor de comportamiento sísmico utilizado.

TABLA 1B FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q

Sistema estructural	Descripción	Factor de comportamiento sísmico, Q
a) Edificios industriales	Edificios con marcos rígidos en una dirección (X), y contraventeados con diagonales que trabajan exclusivamente a tensión en la dirección ortogonal (Y).	$Q_x \geq 2^{(1)}$ $Q_y = 1$
	Edificios con marcos rígidos en una dirección (X), y contraventeados con diagonales que pueden trabajar en tensión o compresión en la dirección ortogonal (Y).	$Q_x \geq 2^{(1)}$ $Q_y = 1.5$
b) Sistemas contraventeados	Contraventeo excéntrico.	4
	Contraventeo concéntrico dúctil.	3
	Contraventeo concéntrico con ductilidad normal.	2
c) Marcos rígidos	Marcos rígidos de acero con ductilidad alta.	4 ó 3
	Marcos rígidos de acero con ductilidad reducida.	2

(1) Quedará a juicio del diseñador, el demostrar que pueden utilizarse valores de Q mayores que 2.

ESTRUCTURA DE CONCRETO**Estructuras diseñadas con Q igual a 4**

- a) Estructuras a base de marcos especiales resistente a momento, colados en el lugar.
- b) Estructuras coladas en el lugar, formadas por marcos y muros ó contravientos que cumplan con el capítulo 21 del ACI-318-02 en las que la fuerza cortante inducida por el sismo resistida por los marcos en cada entrepiso sea por lo menos el 50 por ciento de la total.

Estructuras diseñadas con Q igual a 3

- a) Estructuras a base de marcos especiales resistente a momento, colados en el lugar.
- b) Estructuras coladas en el lugar, formadas por marcos y muros ó contravientos que cumplan con el capítulo 21 del ACI-318-02 en las que la fuerza cortante inducida por el sismo resistida por los marcos en cada entrepiso sea menor que el 50 por ciento de la total.

Miembros estructurales de cimentaciones

Los requisitos del capítulo 21 del ACI-318-05 se aplicarán también a los elementos estructurales de la cimentación.

Requisitos complementarios

- a) En lo referente a los valores de Q, debe cumplirse, con el artículo 21 del reglamentó nacional de la construcción.
- b) Sea que la estructura esté formada sólo de marcos, o de marcos y muros o contravientos, las fuerzas cortantes inducidas por el sismo con que se diseñe un marco no deben ser menores, en cada entrepiso, que el 25 por ciento de las que le corresponderían si trabajara aislado del resto de la estructura.
- c) Para las zonas A y B los marcos podrán ser intermedios según el capítulo 21 del ACI-318-05

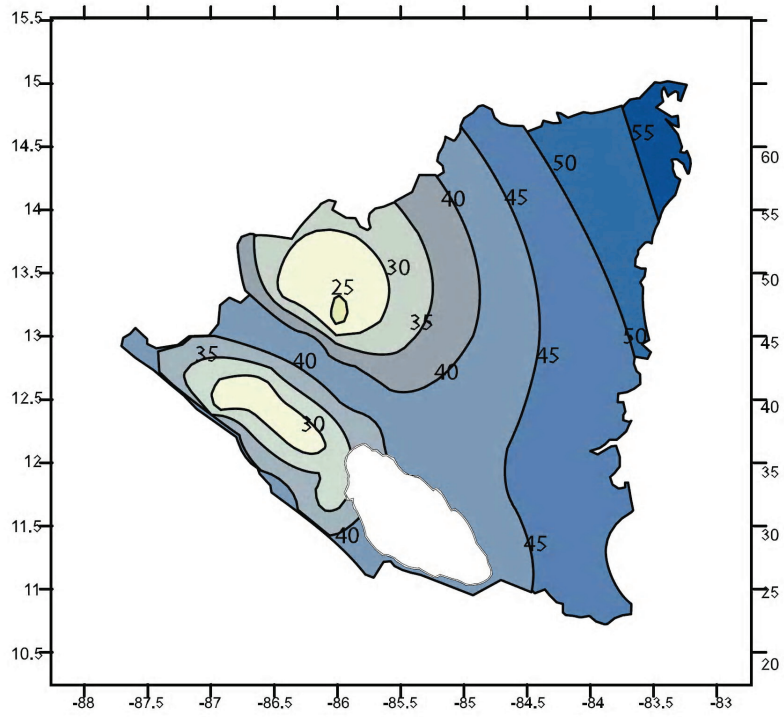
ESTRUCTURA DE MADERA

Podrán utilizarse los siguientes valores de Q para estructuras cuya resistencia a fuerzas horizontales sea suministrada por sistemas estructurales a base de elementos de madera:

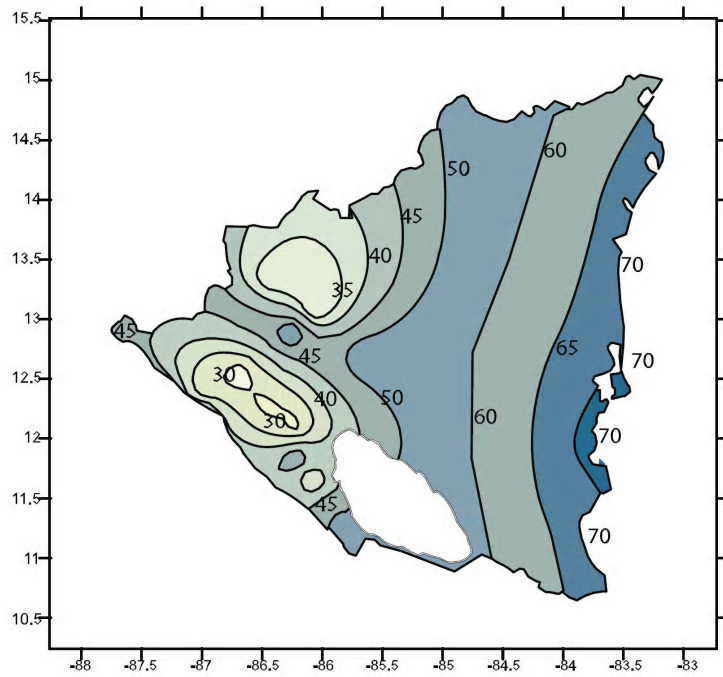
- a) Q= 3.0 para diafragmas construido con madera contrachapada, diseñados de acuerdo con la norma correspondiente.
- b) Q= 2.0 para diafragmas construido con madera machihembrada inclinadas y para sistemas de muros formados por madera machihembrada de elementos horizontales o verticales combinadas son elementos diagonales de madera maciza;
- c) Q= 1.5 para marcos y armaduras de madera maciza

Para estructuras de madera podrá utilizarse el método simplificado de análisis indicado en TITULO II NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO con los coeficientes sísmicos reducidos de la tabla 3 tomando los valores correspondientes a muros de piezas macizas para los diafragmas construidos con madera contrachapada y los correspondientes a muros de piezas huecas para los diafragmas construidos con duelas inclinadas y para los sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza. Para el caso de marcos y armaduras de madera maciza, deberá utilizarse el análisis estático.

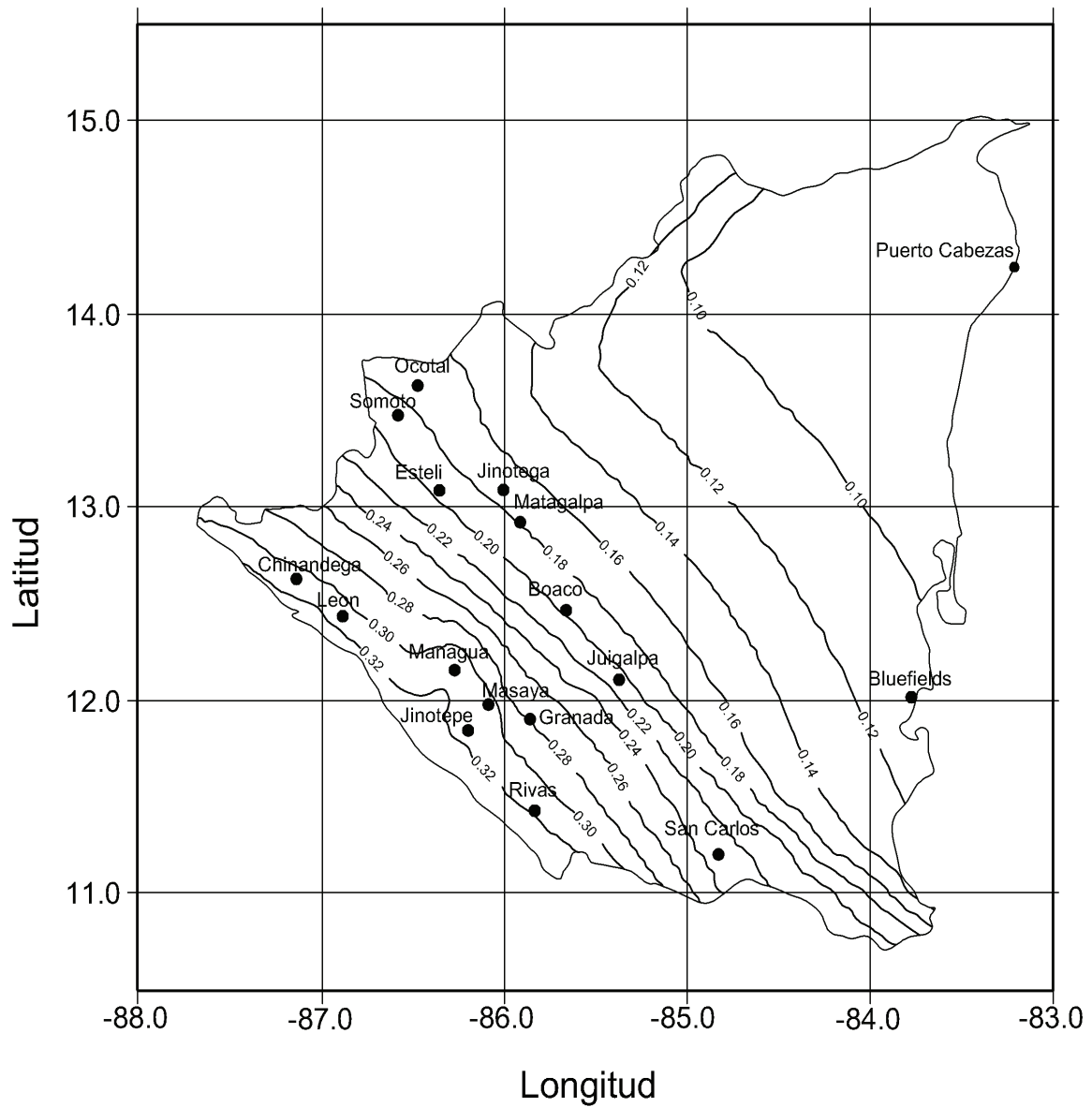
ANEXO C
ISOTACAS DE VIENTO
E
ISOACELERACIONES
PARA NICARAGUA



Mapa de isotacas correspondientes a un periodo de retorno de 50 años (m/seg)



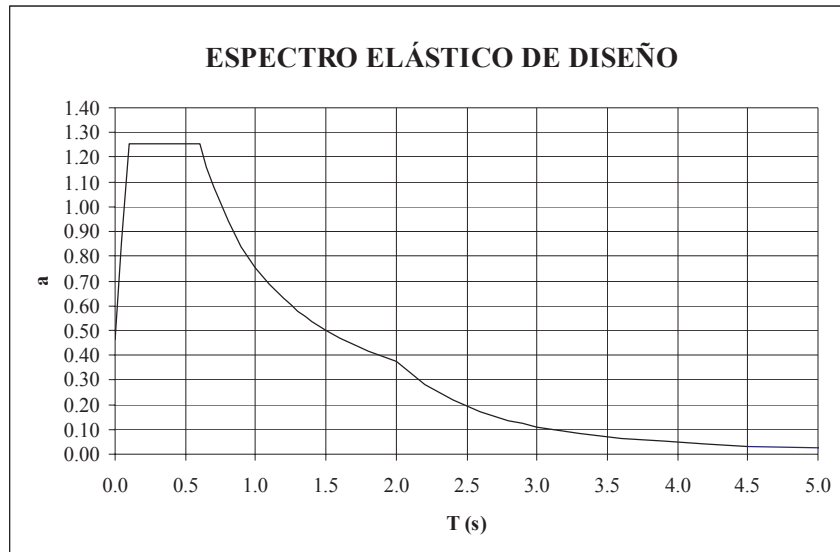
Mapa de isotacas correspondientes a un periodo de retorno de 200 años (m/seg)



MAPA DE ISOACELERACIONES
COEFICIENTES a_0 PARA DEFINIR LOS ESPECTROS DE DISEÑO EN LA REPÚBLICA
DE NICARAGUA, PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B

ANEXO D

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

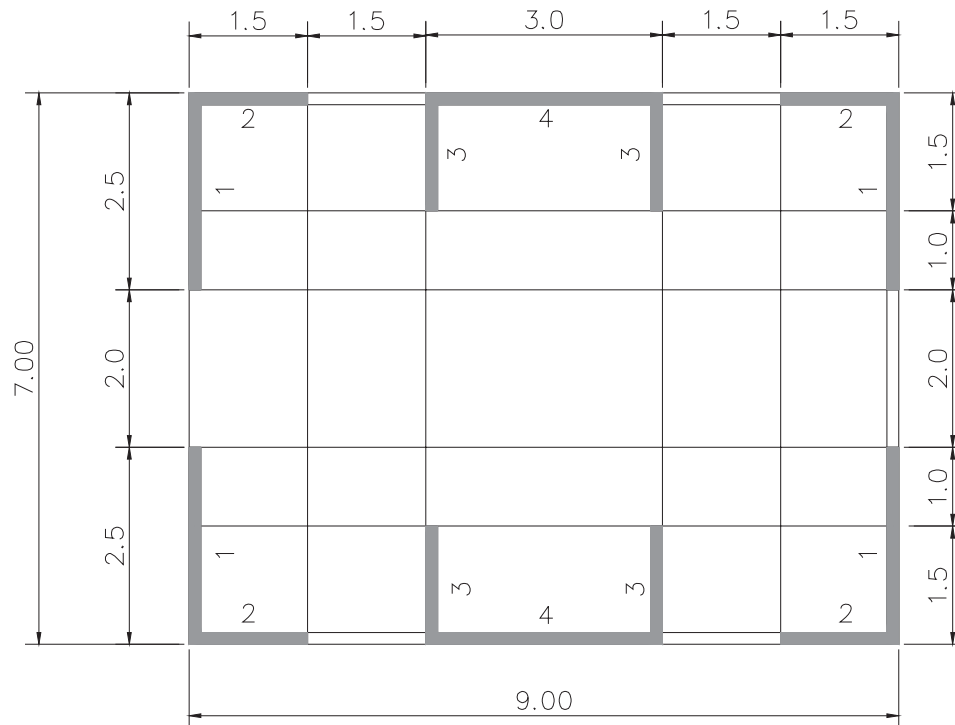


- I. Aplicación del método simplificado a una estructura de 2 niveles de mampostería.
- II. Aplicación del método simplificado a una estructura de 1 nivel de mampostería con cubierta ligera.
- III. Aplicación del método estático a una estructura de concreto de 4 niveles.
- IV. Aplicación del método dinámico a una estructura de concreto de 4 niveles.

I APLICACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO A UNA ESTRUCTURA DE 2 NIVELES DE MAMPOSTERÍA

Descripción de la edificación:

Se trata de una vivienda de dos niveles con un departamento por piso, situada en la ciudad de Managua. Las dos losas son losas macizas de concreto de 10 cm de espesor la primera es entrepiso y la segunda losa es una terraza con una pendiente del 2 por ciento. La altura de entrepiso es de 2.50m. En la figura se muestra la planta de estructuración.



Planta de estructuración

Solución estructural

La estructura se resolvió con muros de carga de mampostería de bloque de cemento de 15x20x40 para el caso de mampostería reforzada y con bloque arcilla de 10 x 15 x 30 para el caso de mampostería no reforzada. Los muros para el caso de mampostería reforzada son de 15 cm y para el caso de mampostería no reforzada se consideran de 10 cm; en ambos casos están presentes en las dos direcciones ortogonales del análisis. Para efectos del cálculo, se considerará como la dirección X (longitudinal) el claro de 9 metros y la dirección Y (transversal) el claro de 7 metros. Las losas de concreto funcionan como diafragmas rígidos que transmiten la carga a los elementos resistentes, no se tienen vigas peraltadas.

Determinación del peso de la vivienda:

Se calculará el peso del edificio de acuerdo al artículo 15. Para efectos de los cálculos se determinó un área en planta de 63 m². Las cargas se determinan según el artículo 9 y 10.

Cargas Azotea

Cargas muertas:

$$\text{Peso propio Losa: } 0.1 \cdot 2.4 = 0.24 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Relleno, impermeabilización y entortado, valor típico en estructuras} = 0.12 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Total carga muerta} = 0.36 \text{ ton/m}^2$$

Cargas vivas:

De acuerdo al artículo 10 y las cargas vivas uniformemente distribuidas indicadas en la tabla 1, para cubierta (techos de losas con pendiente no mayor a 5%) la carga viva máxima es de 100 kg/m^2 , y la reducida de 40 kg/m^2 . Según el artículo 15, para el análisis sísmico se usará la carga viva reducida y para el análisis por carga vertical se usará la intensidad máxima.

$$\text{Cargas vivas verticales:} = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Cargas vivas de sismo:} = 0.04 \text{ ton/m}^2$$

Cargas Entrepiso

Cargas muertas:

$$\text{Peso propio Losa: } 0.1 \cdot 2.4 = 0.24 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Firme y recubrimientos, valor típico en estructuras} = 0.12 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Total carga muerta} = 0.36 \text{ ton/m}^2$$

Cargas vivas:

De acuerdo al artículo 11 y las cargas vivas uniformemente distribuidas indicadas en la tabla 1, para vivienda la carga viva máxima es de 200 kg/m^2 , y la reducida de 80 kg/m^2 . Según el artículo 15 para el análisis sísmico se usará la carga viva reducida y para el análisis por carga vertical se usará la intensidad máxima.

$$\text{Cargas vivas verticales:} = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Cargas vivas de sismo:} = 0.08 \text{ ton/m}^2$$

Para estimar el peso total del edificio falta considerar los muros. Se tomará de la tabla 3 el peso por m^2 de muro considerando 1 cm de repello en ambas caras del muro y 26.8 m por piso de longitud de muros.

Muros con bloque de cemento 15x20x40 para el caso de mampostería reforzada:

$$231 \cdot 2.5 \cdot 26.8 / 63 = 245 \text{ kg/m}^2 = 0.245 \text{ ton/m}^2$$

Muros con bloque de arcilla de 10 x 15 x 30 para el caso de mampostería no reforzada:

$$196 \cdot 2.5 \cdot 26.8 / 63 = 208 \text{ kg/m}^2 = 0.208 \text{ ton/m}^2$$

Figura A4- 1: Cuantificación del peso de la construcción

Entrepisos	Peso Reforzada	Peso Reforzada	Peso No Reforzada	Peso No Reforzada
Elemento	ton/m ²	ton	ton/m ²	ton
Ppo Losa	0.24	15.12	0.24	15.12
Acabados	0.12	7.56	0.12	7.56
Muros	0.245	15.44	0.208	13.10
Carga viva sismo	0.08	5.04	0.08	5.04
TOTAL	0.69	43.16	0.65	40.82

Cubierta	Peso Reforzada	Peso Reforzada	Peso No Reforzada	Peso No Reforzada
Elemento	ton/m ²	ton	ton/m ²	ton
Ppo Losa	0.24	15.12	0.24	15.12
Acabados	0.12	7.56	0.12	7.56
Muros	0.245	15.44	0.208	13.10
Carga viva sismo	0.04	2.52	0.04	2.52
TOTAL	0.65	40.64	0.61	38.30

Con relación a los pesos indicados en la cubierta, con todo rigor debería considerarse como masa actuante para la losa de cubierta la generada por la mitad de la altura de los muros. En esta tabla se está incluyendo el peso total de los muros, en cuyo caso estaría haciéndose un tanto más crítica la masa de la cubierta. Para efectos del ejemplo se dejará este valor.

El peso del edificio es:

$$W_1 = 43.16 + 40.64 = 83.8 \text{ ton (mampostería reforzada)}$$

$$W_2 = 40.82 + 38.30 = 79.12 \text{ ton (mampostería no reforzada)}$$

La vivienda está ubicada en la ciudad de Managua sobre un suelo tipo II; que se encuentra localizada en la Zona C en el mapa de zonificación sísmica de Nicaragua (figura 2 del reglamento). Según el artículo 20 capítulo II del título II, es una estructura del grupo B por tratarse de uso para vivienda. De acuerdo al artículo 21 del mismo capítulo se clasifica como una estructura de $Q=1.5$ para los dos tipos de mampostería y es regular según el artículo 23. El factor de sobre resistencia es para todos los casos igual a 2.

Elección del tipo de análisis

Se verificará si la estructura cumple con las condiciones necesarias para ser analizada usando el método simplificado según el artículo 30 del capítulo V y título II:

- Las cargas están soportadas por muros ligados con losas monolíticas de concreto, son simétricos a los dos ejes ortogonales.
- La relación entre largo y ancho de la planta del edificio es $9/7=1.29 < 2$
- La relación entre la altura (2×2.5) y la dimensión mínima de la base (7), entonces $5/7=0.71 < 1.5$ y es menor de 12 mts

Como la estructura cumple con todas las condiciones se podrá usar el método simplificado de análisis descrito en el artículo 31.

Determinación del coeficiente sísmico:

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas primero deberá estimarse el coeficiente sísmico de acuerdo con la tabla 3 de coeficientes sísmicos reducidos:

Mampostería reforzada $C=0.31$

Mampostería confinada $C=0.42$

Obtención de las fuerzas sísmicas:

La fuerza sísmica horizontal que debe resistirse se determinará como lo indica el artículo 26:

$$F_s = c W_0$$

Deberá verificarse que la resistencia al corte total de cada entrepiso (suma de las resistencias al corte de los muros de carga de ese entrepiso) sea igual a la fuerza cortante total en dicho entrepiso.

Las fuerzas sísmicas actuantes en cada entrepiso del edificio se estimarán como se establece en el artículo 32 formula (11).

$$F_{S_i} = c W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

$$h_n = 5 \text{ m}$$

Para el caso de mampostería reforzada, el cortante basal de diseño y la distribución de las fuerzas sísmicas en altura será como sigue:

$$F_s = C * W$$

$$F_s = 0.31 \times 83.8 = 25.98 \text{ ton}$$

Fuerzas sísmicas en cada piso del edificio de mampostería reforzada

		DIRECCIÓN X			
NIVEL	hi	Wi	Wih _i	Fi	Vi
	(m)	(ton)		(ton)	(ton)
CUBIERTA	5	40.64	203.2	16.97	16.97
NIVEL	2.5	43.16	107.9	9.01	25.98
Σ		83.8	311.1		

$$C = 0.31$$

$$F_{S_i} = c W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Para el caso de mampostería no reforzada, el cortante basal de diseño y la distribución de las fuerzas sísmicas en altura será como sigue:

$$F_s = C \cdot W$$

$$S = 0.42 \times 79.12 = 35.20 \text{ ton}$$

Fuerzas sísmicas en cada piso del edificio de mampostería no reforzada

NIVEL	hi (m)	DIRECCIÓN X		Fi (ton)	Vi (ton)
		Wi (ton)	Wih _i		
CUBIERTA	5	40.64	203.2	22.99	22.99
NIVEL	2.5	43.16	107.9	12.21	35.20
Σ		83.8	311.1		

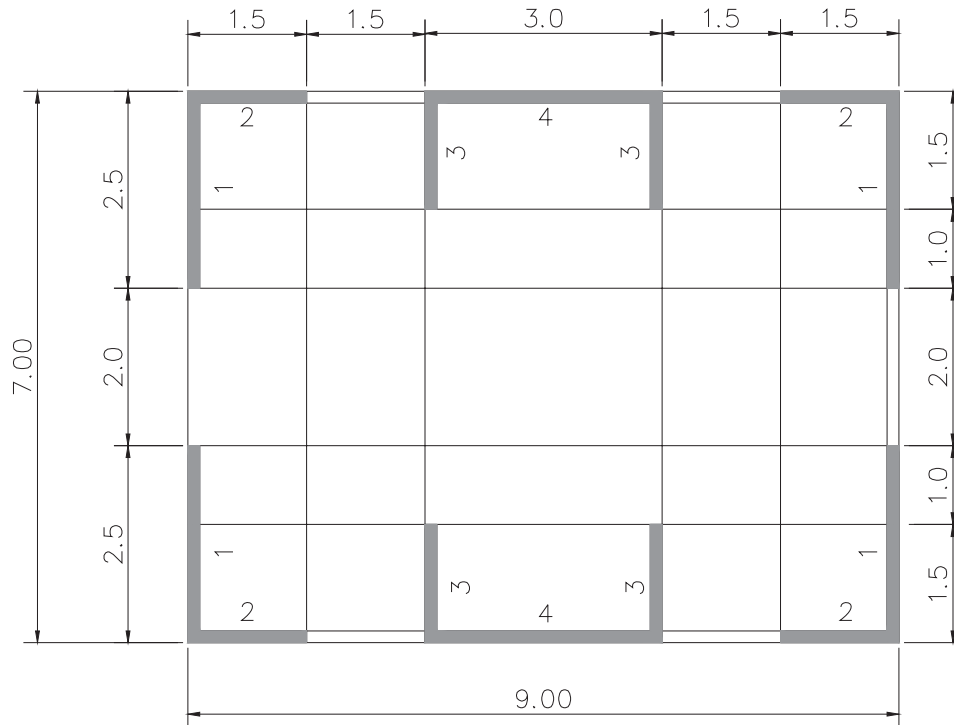
$$C = 0.42$$

$$F_{s_i} = c W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

II APLICACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO A UNA ESTRUCTURA DE 1 NIVEL DE MAMPOSTERÍA CON CUBIERTA LIGERA

Descripción de la edificación:

Se trata de una vivienda de un nivel con una cubierta ligera que no puede considerarse un diafragma rígido, razón por la cual rige para ésta la disposición de la propuesta según el artículo 31. La vivienda está ubicada en la ciudad de Managua en suelo tipo II y tiene una altura de muros 3 m se asume un techo a dos aguas con una longitud de cumbrera de 7.00 m. En la figura se muestra la planta de ubicación de los muros de la vivienda.



Planta de estructuración

Solución estructural:

La estructura se resolvió con muros de carga de mampostería no reforzada con bloque sólido de barro de 5.8 cm x 29.8 cm x 15.2 cm, cuya cara interior lleva repello. Los muros son de 15.2 cm de espesor y están presentes en las dos direcciones ortogonales del análisis. Para efectos del cálculo, se considerará como la dirección X (longitudinal) el claro de 9 metros y la dirección Y (transversal) el claro de 7 metros. Las cargas se transmiten a los elementos resistentes a través de una cubierta de teja de barro.

Nivel de peligro sísmico:

La vivienda está ubicada en la ciudad de Managua; que se encuentra localizada en la Zona C en el mapa de zonificación sísmica de Nicaragua (figura 1 de la propuesta). Según el artículo 20 es una estructura del grupo B por tratarse de uso para vivienda para las cuáles se requiere un grado de seguridad intermedio.

Elección del tipo de análisis:

Se verificará si la estructura cumple con las condiciones necesarias para ser analizada usando el método simplificado según el artículo 30 :

- a) Las cargas están soportadas por muros ligados con losas monolíticas de concreto. La distribución de los muros puede considerarse completamente simétrica en las dos direcciones ortogonales .
- b) La relación entre longitud (9m) y ancho (7m) del edificio es $9/7=1.29 < 2$
- c) La relación entre la altura (2×2.5) y la dimensión mínima de la base (7), es $5/7=0.71 < 1.5$ y la altura del edificio $5\text{m} < 13\text{m}$

Como la estructura cumple con todas las condiciones se podrá usar el método simplificado de análisis descrito en el artículo 31.

Determinación del coeficiente sísmico:

Como la estructura no tiene diafragmas rígidos, se usará lo estipulado en el artículo 31. El coeficiente sísmico reducido para estructuras del grupo B, se obtiene como:

$$c_R = a_0 S = 0.3 * 1.5 = 0.45$$

Determinación del peso de la vivienda:

Las cargas muertas se estimaron según el artículo 9 haciendo uso de las tablas A1 a A4 y las cargas vivas según el artículo 11 . Se tiene un área en planta de la vivienda de 63 m^2 .

Cargas Cubierta

Cargas muertas:

Peso de la cubierta de teja de barro 50 kg/m^2

Peso adicional en líneas de cumbrera. Son 7 m de cumbrera 35 kg/m se tienen $35 * 7 = 245 \text{ kg}$ divididos en el área de la planta $245/63 = 3.89 \text{ kg/m}^2$

Total carga muerta 53.9 kg/m^2

Cargas vivas:

Se considerará para efectos de diseño una carga uniformemente distribuida de 10 kg/m^2

Carga total de diseño:

$$63.9 \text{ kg/m}^2$$

Adicionalmente el peso de los muros por m^2 de muro para el tipo de mampostería usada es de 255 kg/m^2 , más 20 kg/m^2 adicionales para la cara repellada. El peso total por m^2 de muro será 275 kg/m^2 . El peso total de la cubierta W será el peso por m^2 de cubierta por el área de techo

$$W = 63.9 \text{ Kg/m}^2 * 63 \text{ m}^2 = 4025.7 \text{ kg}$$

Este peso se repartirá entre los muros laterales y centrales y se estimará la fuerza sísmica para la dirección de análisis de acuerdo a las ecuaciones (4) y (5) que se incluyen en los artículos 51 y 54, capítulo 5 de la propuesta:

$$w = \begin{cases} 2 \frac{W}{\sum_i l_{ie} + 2 \sum_i l_{ic}} & \text{si se trata de un muro central} \\ \frac{W}{\sum_i l_{ie} + 2 \sum_i l_{ic}} & \text{si se trata de un muro de extremo} \end{cases}$$

en donde W es la carga total que se va a repartir (en Kg), l_i es la longitud del muro i , $\sum_i l_{ie}$ representa la suma de

longitudes de los muros extremos en dirección perpendicular a la de análisis, $\sum_i l_{ic}$ representa la suma de longitudes de los muros centrales en dirección perpendicular a la de análisis y w es la carga repartida (en Kg/m) aplicada en los muros en una dirección de análisis.

Obtención de las fuerzas sísmicas:

Las fuerzas sísmicas actuantes en los muros de una dirección determinada se estimarán según $F_s = C_R W$ (artículo 54, ecuación 5 de la propuesta) en donde w es la carga distribuida anteriormente y C_R es el coeficiente sísmico reducido $C_R = 0.30$. F_s

es una fuerza aplicada por unidad de longitud. Las longitudes de muro serán consideradas en dirección perpendicular a la dirección del análisis ya que con esta propuesta los muros fallan fuera de su plano.

DIRECCIÓN X

Se usarán las longitudes de los muros orientados en la dirección perpendicular:

$$\sum_i l_{ic} = 1.5 \times 4 = 6 \text{ (centrales)}$$

$$\sum_i l_{ie} = 2.5 \times 4 = 10 \text{ (extremos)}$$

$$W = 4026 \text{ kg}$$

$$w_c = 2 \frac{4026}{10 + 2 \times 6} = 366 \text{ Kg/m}$$

$$w_e = \frac{4026}{10 + 2 \times 6} = 183 \text{ Kg/m}$$

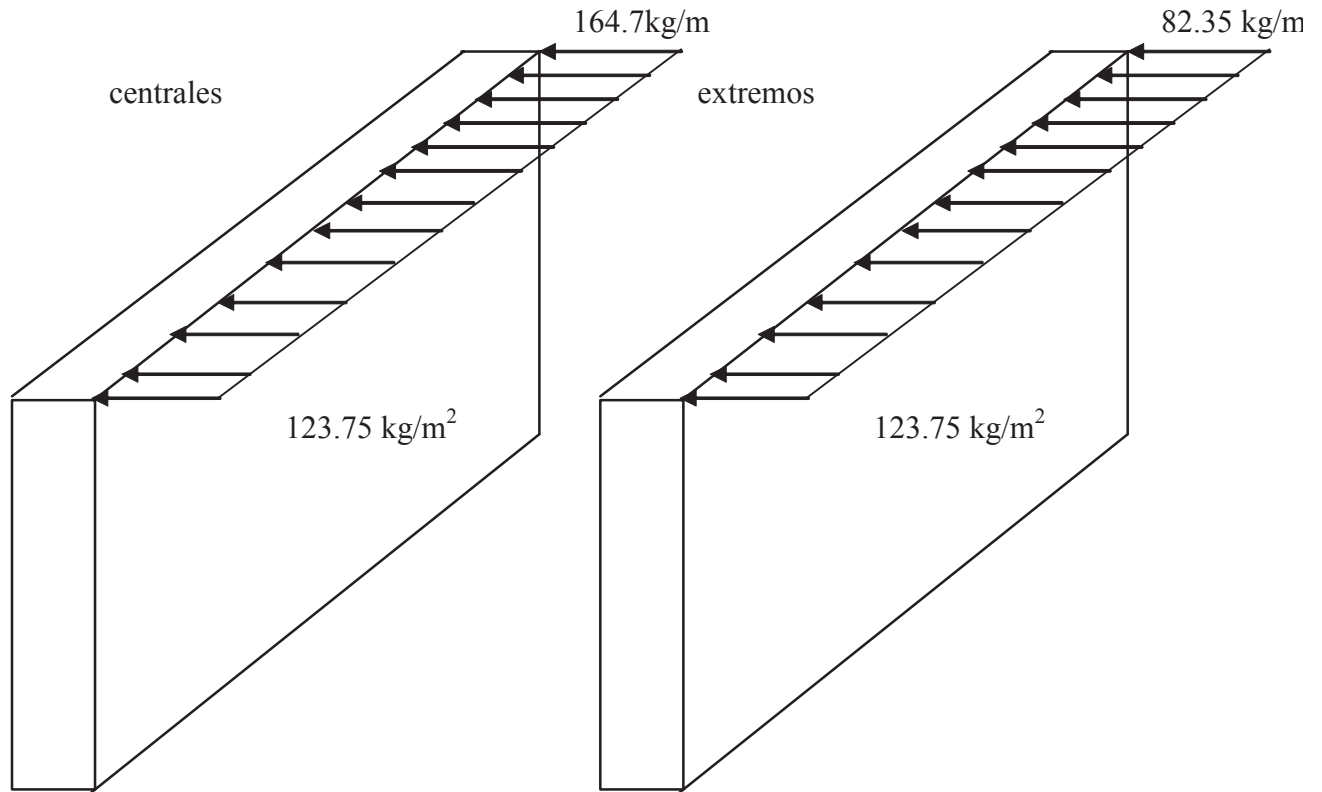
$$F_s = 0.45 \times 366 = 164.7 \text{ kg/m} \quad \text{muros centrales}$$

$$F_s = 0.45 \times 183 = 82.35 \text{ kg/m} \quad \text{muros extremos}$$

Adicionalmente se tendrá una carga distribuida sobre el muro igual al peso de muro por el coeficiente sísmico reducido.

$$W_{\text{muro}} = 0.45 \times 275 \text{ kg/m}^2 = 123.75 \text{ kg/m}^2$$

En la figura se muestra el esquema de aplicación de estas fuerzas aplicadas. Para concluir con el diseño de esta estructura deberá estimarse la resistencia del muro fuera de su plano para la acción combinada de la carga gravitacional y la de sismo, y deberá ser mayor que la acción de dichas fuerzas. Para el cálculo de esta resistencia deberá consultarse las normas técnicas correspondientes.



Esquemas de aplicación de la fuerza sísmica en muros

DIRECCIÓN Y

Se usarán las longitudes de los muros orientados en la dirección perpendicular:

$$\sum_i l_{ic} = \text{no hay (centrales)}$$

$$\sum_i l_{ie} = 1.5 \times 4 + 3 \times 2 = 12 \text{ (extremos)}$$

$$W = 4026 \text{ kg}$$

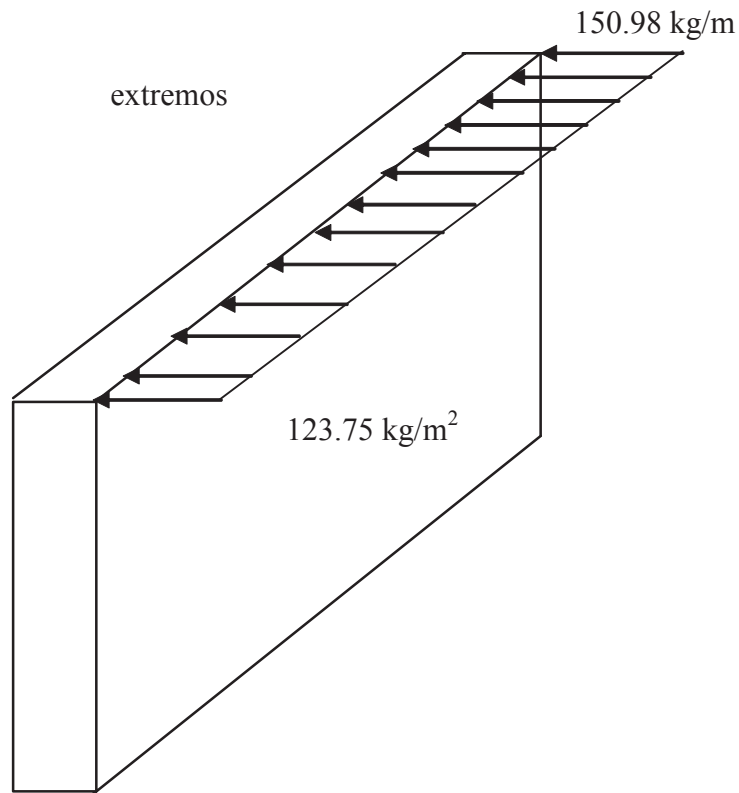
$$w_c = 0 \quad w_e = \frac{4026}{12} = 335.5 \text{ Kg/m}$$

$$F_s = 0.45 \times 335.5 = 150.975 \text{ kg/m} \quad \text{muros extremos}$$

Adicionalmente se tendrá una carga distribuida sobre el muro igual al peso de muro por el coeficiente sísmico reducido obtenido de la tabla 12 de la propuesta.

$$W_{\text{muro}} = 0.45 \times 275 \text{ kg/m}^2 = 123.75 \text{ kg/m}^2$$

En la figura se muestra el esquema de aplicación de estas fuerzas aplicadas. El diseño continúa estimando la resistencia del muro fuera de su plano (de acuerdo a las normas técnicas correspondientes) la cual deberá ser mayor que la acción combinada de las fuerzas sísmicas que aquí se encontraron y las gravitacionales aplicadas.



Esquemas de aplicación de la fuerza sísmica en muros en dirección

III APLICACIÓN DEL MÉTODO ESTÁTICO A UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 4 NIVELES

Descripción de la edificación:

Se trata de un edificio de departamentos de cuatro niveles con un departamento por piso, situado en la ciudad de Managua. Todos los pisos son losas de concreto y la cubierta es una losa de concreto que sirve de terraza con una pendiente del 2.5%. La altura de entrepiso es de 2.70m. El edificio esta desplantado sobre un terreno con características tales que corresponden al tipo II del reglamento. La planta estructural se muestra en la figura.

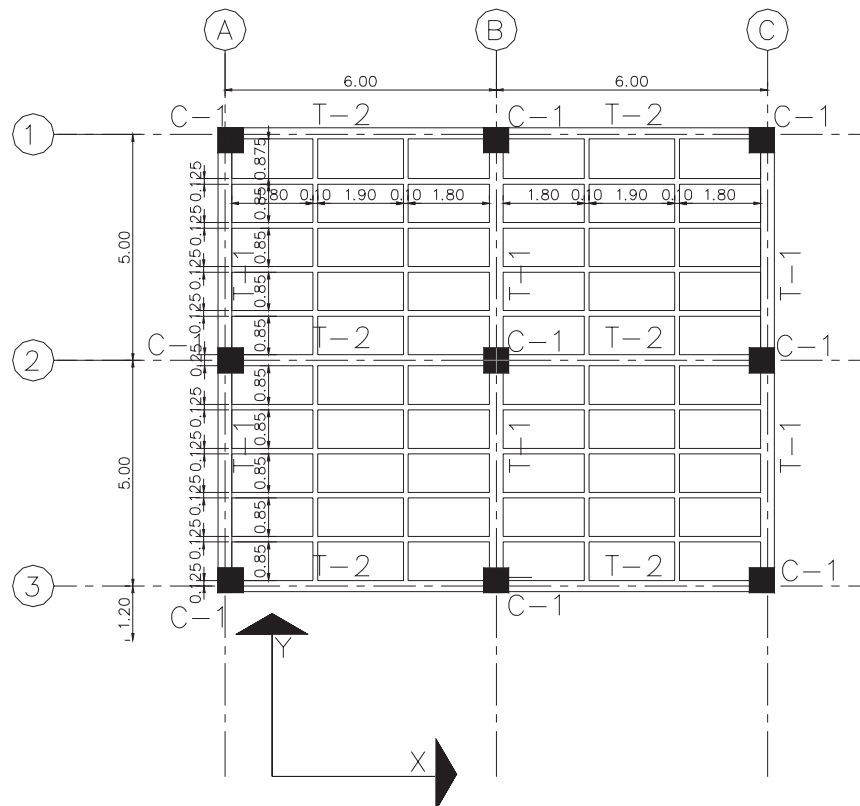
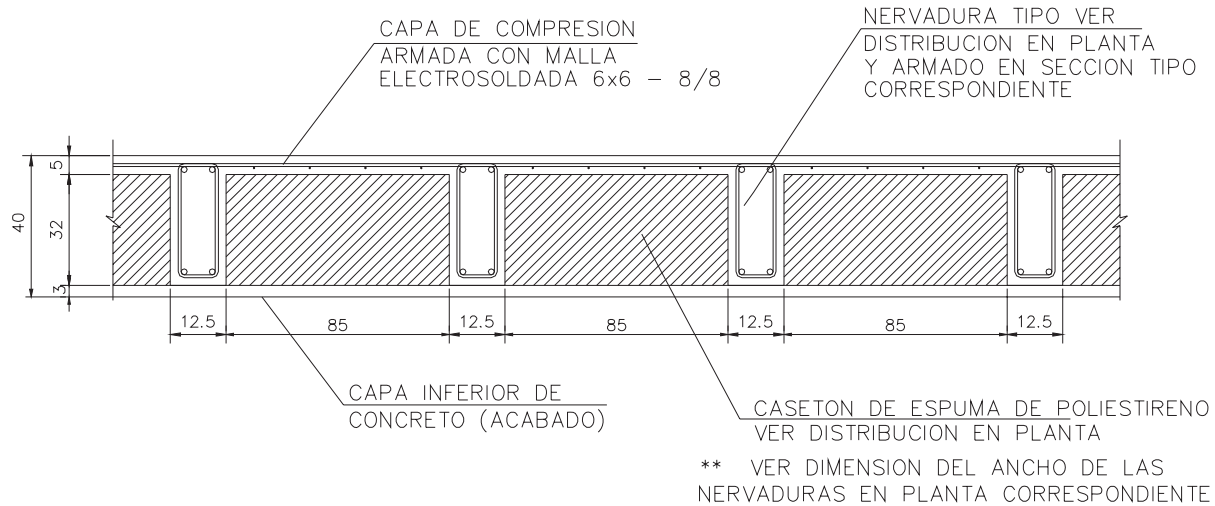


TABLA DE SECCIONES EDIFICIO	
SECCION	DIMENSIONES
C-1	55 x 55
T-1	30 x 60
T-2	25 x 60

Planta de estructuración del edificio y secciones estructurales

Solución estructural

La estructura se resolvió con pórticos no arriostrados de concreto reforzado para resistencia ante cargas laterales, losas aligeradas de concreto con casetón de espuma de poliestireno, que funcionan como diafragmas rígidos, vigas peraltadas de concreto en todos los ejes letra y en todos los ejes número las cuales conforman el sistema de resistencia a cargas laterales y verticales. La losa tiene un espesor de 0.40m y su corte y distribución estructural se presenta en la figura.



Corte Losa Reticular

Determinación del peso del edificio

Se calculará el peso del edificio de acuerdo con los artículos 9 y 10 correspondientes a cargas muertas y vivas respectivamente. Se incluirá el peso de la estructura, muros divisorios, particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, acabados y todos aquellos pesos que no cambian substancialmente con el tiempo, más las cargas que se producen por el uso y ocupación de la edificación que no tienen carácter permanente. Para efectos de los cálculos se determinó un área en planta de 127 m^2 .

A continuación se calculará el peso de un entrepiso tipo y al final se hará el estimado del peso de todo el edificio, el cual se resume en la Tabla 1D y Tabla 2D del presente ejemplo.

Cargas Muertas:

Nervaduras

$$\text{Principales : } 0.32 \times 0.125 \times (5.7 \times 16) \times 2.4 = 8.76 \text{ ton}$$

$$\text{Temperatura: } 0.32 \times 0.10 \times (4.25 \times 8) \times 2.4 = 2.61 \text{ ton}$$

Capas de Concreto

$$\text{Superior: } 0.05 \times (2 \times 4.8 \times 5.7 + 2 \times 4.75 \times 5.7) \times 2.4 = 13.06 \text{ ton}$$

$$\text{Inferior: } 0.03 \times (2 \times 4.8 \times 5.7 + 2 \times 4.75 \times 5.7) \times 2.4 = 7.84 \text{ ton}$$

Casetones

Se supone un peso por m^3 del material aligerante de 40 kg/m^3 , entonces
 $(0.85 * 18 * (1.80 * 2 + 1.90) + (0.90 * 2) (1.80 * 2) + (1.80 * 2)) * 0.04 = 3.76 \text{ ton}$

Vigas

$(0.30 * 0.65 * 8.65 * 3 + 0.25 * 0.65 * 5.325 * 2 * 3) * 2.4 = 24.61 \text{ ton}$

Columnas

$0.55 * 0.55 * (2.70 - 0.40) * 9 * 2.4 = 15.03 \text{ ton}$

Elementos no estructurales:

Muro de fachada

Bloque sólido de barro de $5.2 \text{ cm} \times 25.3 \text{ cm} \times 13.3 \text{ cm}$ (210 kg/m^2 tabla 4), 1.70 m de altura y 40 m de fachada:
 $1.7 * 40 * 0.21 = 14.28 \text{ ton}$

Muros divisorios

Bloque sólido de barro de $5.6 \text{ cm} \times 20.3 \text{ cm} \times 10.5 \text{ cm}$ (172 kg/m^2 tabla 4), 2.30 m de altura y 40 m de muros:
 $2.3 * 40 * 0.172 = 15.82 \text{ ton}$

Acabados

Afinado de pisos (suponiendo un espesor constante de 5 cm en toda el área)

$0.05 \text{ m} * 127.17 \text{ m}^2 * 1.7 \text{ kg/m}^3$ (suponiendo peso del firme) = 10.8 ton

Terminado de pisos (ladrillo de cerámica 30 kg/m^2 tabla 3)

$0.03 \text{ ton/m}^2 * 127.17 \text{ m}^2 = 3.81 \text{ ton}$

Cielo Raso (Yeso con perfiles de aluminio 8 kg/m^2 tabla 2. cielos rasos)

$0.008 \text{ ton/m}^2 * 127.17 \text{ m}^2 = 1.02 \text{ ton}$

Cargas Vivas:

De acuerdo al artículo 10 y las cargas vivas uniformemente distribuidas mostradas en la tabla 1, para vivienda la carga máxima es 200 kg/m^2 y la carga viva incidental es igual a 80 kg/m^2 . Para cubierta (techos de losas con pendiente no mayor a 5%) 200 kg/m^2 y 40 kg/m^2 , respectivamente.

Según el artículo 22 para el análisis sísmico se usará la carga incidental y para el análisis por carga vertical se usará la intensidad máxima. Esto se verá más adelante cuando se ilustren las combinaciones de carga según se indica en los artículos 31 y 32.

Para considerar la carga viva en el peso del edificio para efectos del análisis sísmico se tiene:

Carga viva en entrepisos: $127.17 \text{ m}^2 * 0.080 \text{ ton/m}^2 = 10.17 \text{ ton}$

Carga viva en cubierta: $133.16 \text{ m}^2 * 0.040 \text{ ton/m}^2 = 5.37 \text{ ton}$

Tabla 1D. Cargas totales para entrepiso

Entrepiso	Peso
Elemento	ton
Nervaduras	11.37
Capas de concreto	20.9
Casetones	3.76
Vigas	24.61
Columnas	15.03
Acabados	15.63
Muros de fachada	14.28
Muros divisorios	15.82
Carga viva	10.17
TOTAL	131.57

Tabla 2D. Cargas totales para cubierta

Cubierta	Peso
Elemento	ton
Nervaduras	11.37
Capas de concreto	20.9
Casetones	3.76
Vigas	24.61
Columnas	15.03
Acabados	15.63
Muros de fachada	0
Muros divisorios	0
Carga viva	5.37
TOTAL	96.67

Peso total del edificio considerando carga viva y carga muerta incidental es $W_T = 131.57 * 3 + 96.67 = 491.38$ ton.

Análisis con el método estático del reglamento

El edificio está ubicado en la ciudad de Managua; que se encuentra localizada en la Zona C en el mapa de zonificación sísmica de Nicaragua (figura 1 de la propuesta). Según el artículo 20 es una estructura del grupo B por tratarse de uso para vivienda para las cuáles se requiere un grado de seguridad intermedio.

Elección del tipo de análisis

Por tratarse de una estructura regular con una altura no mayor de 40 m puede usarse el método de análisis estático.

Determinación del coeficiente sísmico y espectro de diseño

El coeficiente a_0 para la ciudad de Managua se toma de la figura 1 del reglamento. El valor obtenido para este caso es

$a_0 = 0.31$. Los efectos locales de suelo (suelo tipo II) se tomaron según el artículo 43 (un suelo firme con velocidad promedio de las ondas de cortante V_s , entre 360 y 750 m/s). El coeficiente S de amplificación que se obtiene de la Tabla 11 de la propuesta es: $S = 1.5$

El espectro elástico de aceleraciones se define en el artículo 27 ecuación 6 en el cual:

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$

en donde

$$d = 2.7 a_0$$

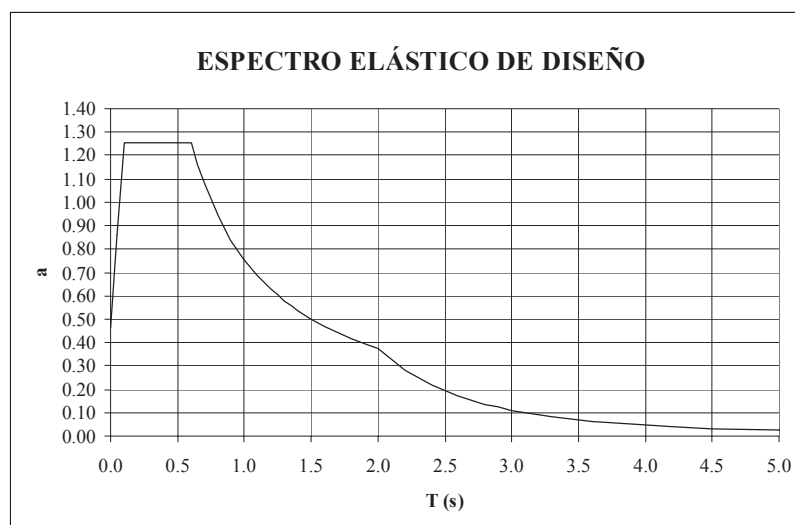
$$T_a = 0.1 \text{ s}$$

$$T_b = 0.6 \text{ s}$$

$$T_c = 2 \text{ s}$$

S es el factor de amplificación por tipo de suelo que se definió anteriormente.

En la figura se muestra el espectro de diseño calculado según las ecuaciones mostradas.



Espectro elástico de diseño

Determinación del Factor de reducción por ductilidad

Se aplicará un factor de reducción por ductilidad Q' según la ecuación 7 del artículo 56:

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T > T_a \\ I + \frac{T}{T_a}(Q - I) & T \leq T_a \end{cases}$$

Se elegirá $Q=2$ según el artículo 21, considerando que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos de concreto reforzado los cuales no llevarán requisitos especiales de detallado para ser considerados marcos dúctiles.

Determinación de las condiciones de irregularidad

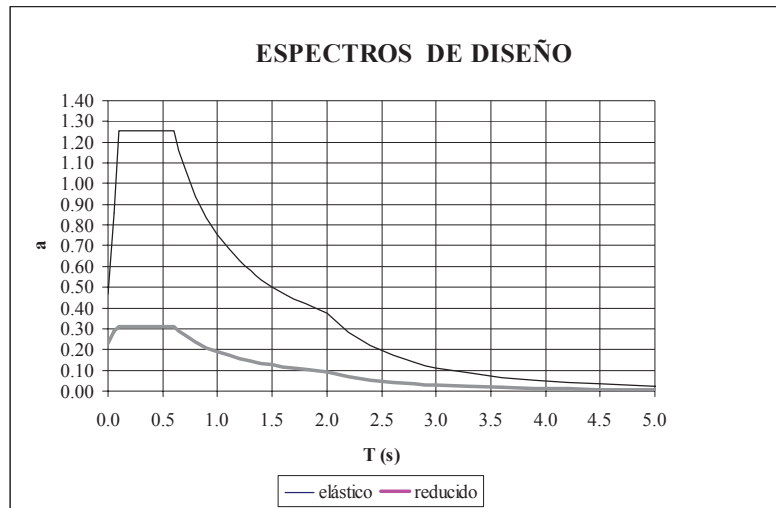
Según las consideraciones del artículo 23, el edificio en cuestión cumple con todos los requisitos de regularidad como se describen a continuación:

- Su planta es sensiblemente simétrica respecto a los dos ejes ortogonales principales del edificio.
- La relación de la altura a la dimensión menor de la base es de $10.8/10=1.08 < 2.5$
- La relación de largo a ancho de la base es de $12/10=1.2 < 2.5$
- No tiene salientes del edificio.
- En cada nivel tiene un sistema de piso rígido resistente
- No hay aberturas
- El peso de todos los niveles es el mismo, exceptuando el de la azotea que no es menor del 70% de los pisos inferiores, todos los pisos pesan lo mismo exceptuando la cubierta.
- Todos los pisos tienen la misma área construida.
- Las columnas de todos los pisos están restringidas por diafragmas y losas.
- Debido a que las secciones no cambian en altura, la rigidez al corte no varía en ningún entrepiso.
- Igual que en el punto anterior para la resistencia al corte.
- La excentricidad torsional es calculada no excede el 10 por ciento de la dimensión en planta de este edificio. Por la simetría, al calcular el punto de ubicación del centro de torsión este coincide con el centro de masa de la estructura, razón por la cual la excentricidad torsional calculada será nula.

Por lo anterior el factor de ductilidad Q' según lo indicado en el artículo 21, no debe reducirse. Esto solo sería necesario si la estructura no cumpliera con uno o más de los 12 requisitos arriba mencionados en cuyo caso se consideraría irregular en alguno de los grados definidos los artículos 21 inciso b o c.

Determinación del Factor de reducción por sobrerresistencia

Se aplicará un factor de reducción por sobrerresistencia en el cálculo de las fuerzas sísmicas que está dado en el artículo y tiene un valor único de $\Omega = 2$. En la figura se ilustra el espectro reducido por ductilidad y sobrerresistencia.



Espectro elástico de diseño y el reducido por ductilidad y sobrerresistencia

Obtención de las fuerzas sísmicas

Las fuerzas sísmicas actuantes en cada entrepiso del edificio se estimarán según lo estipulado en el artículo 32 , ecuación 11:

$$F_{S_i} = c W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

El cortante en la base estará determinado por:

(Artículo 24)

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q * \Omega} \text{ Pero nunca menor que } (S)(a_0) \quad \text{(Artículo 24)}$$

donde

$$S=1.5 ; 2.7 * a_0 = 2.7 * 0.30 = 0.81 ; Q = 2 ; \Omega = 2 ;$$

Entonces, $C = 1.5 * 0.81 / 2 / 2 = 0.304$ pero $S * a_0 = 0.45$ entonces

$$c = 0.45$$

La distribución de las fuerzas sísmicas en altura será la mostrada en la figura:

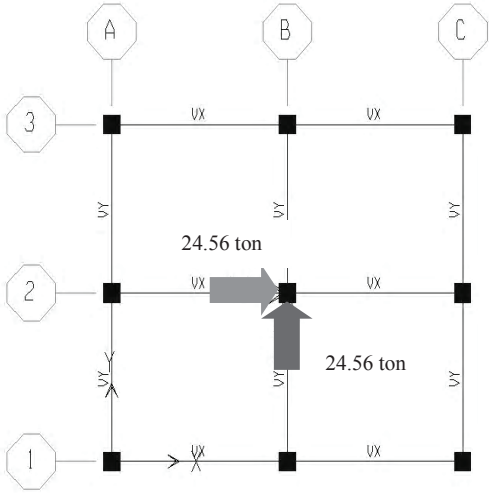
Fuerzas sísmicas por nivel

NIVEL	hi (m)	DIRRECCION X			Vi (ton)
		Wi (ton)	Wih _i	Fi (ton)	
CUBIERTA	10.8	101.95	1101.06	76.13	76.13
NIVEL	8.1	131.57	1065.717	73.68	149.81
NIVEL	5.4	131.57	710.478	49.12	198.94
NIVEL	2.7	131.57	355.239	24.56	223.50
Σ		496.66	3232.494		

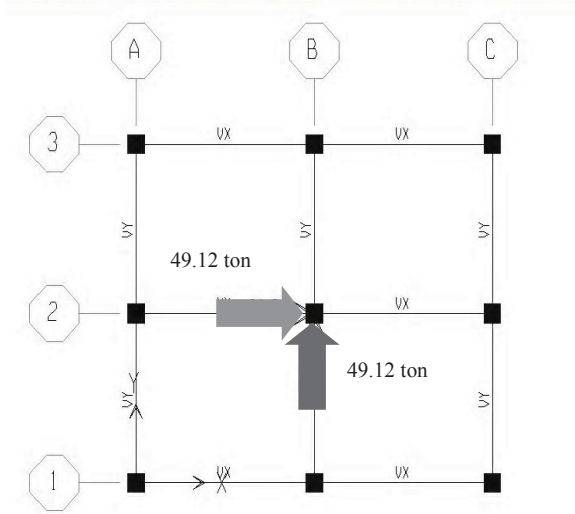
C= 0.45

$$F_{s_i} = c W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

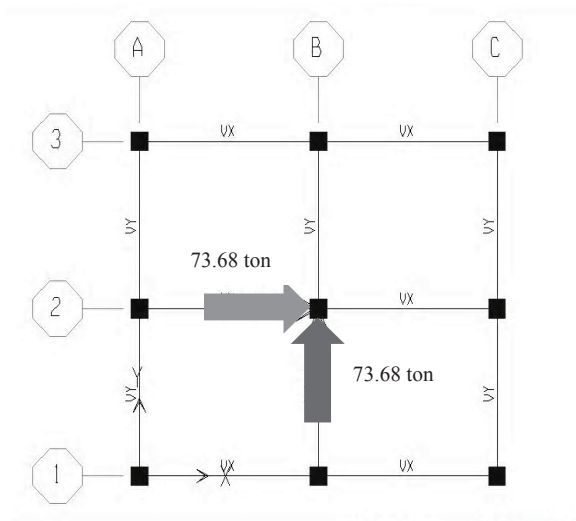
En las figuras se muestran las formas de aplicación de las fuerzas estáticas calculadas para cada entrepiso en cada una de las direcciones ortogonales del análisis X y Y.



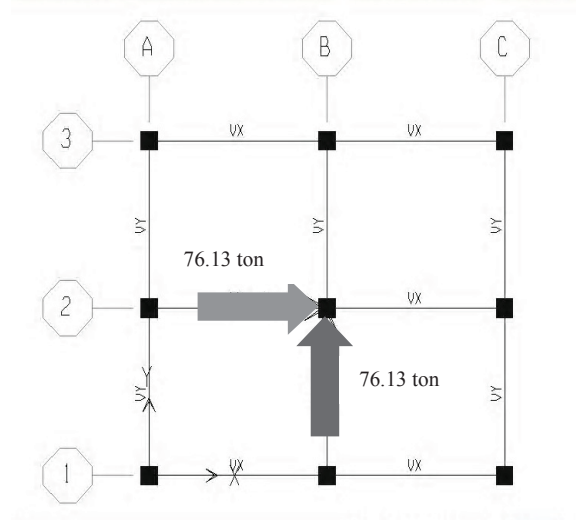
Fuerzas laterales en entrepiso 1



Fuerzas laterales en entrepiso 2



Fuerzas laterales en entrespiso 3



Fuerzas laterales en entrespiso 4

Reducción de las fuerzas cortantes

Habrà la posibilidad de reducir las fuerzas sísmicas de diseño si se conoce el período fundamental de la estructura en estudio. Según se estipula en el artículo 32 inciso b el período fundamental aproximado se puede determinar usando la expresión de la ecuación 12.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}}$$

Para determinar el valor xi (desplazamiento en cada piso debido a la fuerza sísmica aplicada), se aplicarán al modelo en el centro de masa de cada piso, las fuerzas calculadas, usando un programa de análisis de estructuras. Del análisis se obtiene el desplazamiento en el centro de masa de cada piso y con estos se estima el período fundamental de la estructura en las direcciones X y Y, respectivamente.

En la tabla 3D se muestran los desplazamientos en traslación obtenidos para cada una de las direcciones de análisis y los períodos encontrados :

3D Cálculo del período aproximado de la estructura

δ_x	$W_i x_i^2$	$F_i x_i$	δ_y	$W_i y_i^2$	$F_i y_i$
cm			cm		
1.84	345	98	1.45	214	77
1.52	304	78	1.21	193	62
1.00	132	34	0.82	88	28
0.40	21	7	0.34	15	6
Σ	802	217		511	173

Tx 0.39seg

Ty 0.34 seg

El período encontrado en dirección X fue de 0.39 seg y en dirección Y fue de 0.34 seg, lo que indica que la dirección X es ligeramente más flexible que la dirección Y. Del espectro de diseño mostrado en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se obtienen las ordenadas de aceleración espectral como sigue:

Para $T_{ix}=0.39$ seg, $a=1.2555$

Para $T_{iy}=0.34$ seg, $a=1.2555$

Como puede notarse, los períodos encontrados en las dos direcciones de análisis caen en la meseta del espectro de diseño, razón por la cual las fuerzas sísmicas se reducen con la siguiente fórmula.

$$F_{s_i} = \frac{a}{\Omega Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Se aplicará un factor de reducción por ductilidad Q' según la ecuación 2 del artículo 21:

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) & T \leq T_a \end{cases}$$

Se elegirá $Q=2$ según el artículo 21, considerando que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos de concreto reforzado sin requisitos especiales de detallado para ser considerados marcos dúctiles. Y como el periodo estructural T en ambas direcciones resulta mayor a T_a (0.1 seg), entonces $Q' = 2$

En la tabla siguiente se muestra el resultado que se obtendría para las fuerzas reducidas en dirección X.

Fuerzas sísmicas reducidas según período fundamental en " X "

NIVEL	hi (m)	DIRRECCION X			Vi (ton)
		Wi (ton)	Wih_i	Fi (ton)	
CUBIERTA	10.8	101.95	1101.06	53.10	53.10
NIVEL	8.1	131.57	1065.717	51.40	104.50
NIVEL	5.4	131.57	710.478	34.26	138.76
NIVEL	2.7	131.57	355.239	17.13	155.90
Σ		496.66	3232.494		

$$\frac{a}{\Omega Q'} = 0.314$$

$$F_{s_i} = \frac{a}{\Omega Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Estimación de los efectos de torsión

Para considerar los efectos de torsión es necesario calcular la excentricidad torsional (e_s) como lo indica el artículo 32 inciso d); esta excentricidad es la distancia existente entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza sísmica en dicho nivel. El centro de torsión de un nivel determinado del edificio es el punto en el plano del piso en el que puede actuar la fuerza horizontal externa correspondiente a ese piso para que su movimiento sea sólo de traslación, esto es, que todos los puntos de la planta se muevan igual sin que se produzca un giro de la planta. Una vez encontrado el centro de torsión en cada una de las plantas del edificio deberá considerarse un momento torsionante de diseño igual al producto de la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte mas desfavorable de:

$$e_D = \begin{cases} 1.5e_s + 0.1b \\ e_s - 0.1b \end{cases}$$

Debido a la "*Simetría*" en las dos direcciones del edificio en cuestión, el centro de torsión coincide con el centro de masa, es decir, las coordenadas del punto de aplicación de la fuerza sísmica son las mismas que las del centro de torsión y en consecuencia sólo se produce traslación cuando se aplica la fuerza sísmica y por lo tanto la excentricidad calculada $e_s = 0$. El momento torsionante entonces se calcula considerando únicamente la excentricidad accidental que determina la propuesta.

$e_D = \pm 0.1b$, donde b es la dimensión en planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Para la dirección X, $b=10\text{m}$ y para la dirección Y, $b=12\text{m}$

De esta manera:

$$e_{DX} = \pm 0.1 \cdot 10 = \pm 1\text{m}$$

$$e_{DY} = \pm 0.1 \cdot 12 = \pm 1.2\text{m}$$

El momento torsionante a aplicarse en dirección X será: $M_{ix} = V_{ix} \cdot e_{DX}$, y en la dirección Y será: $M_{iy} = V_{iy} \cdot e_{DY}$ en cada uno de los niveles como se muestra en la siguiente tabla.

Momentos torsionantes en X y Y para fuerzas reducidas.

M_{ix}	M_{iy}
(ton m)	(ton m)
50.71	60.85
51.76	62.12
34.51	41.41
17.25	20.71

Revisión de los desplazamientos

Una vez considerados los efectos de torsión en el análisis, se calculan los desplazamientos en cada nivel del edificio para verificar el cumplimiento de las condiciones correspondientes a los estados límite indicados por el Reglamento.

Estado límite de servicio:

- Considerando el análisis estático sin incluir en las fuerzas el efecto del período estructural, los desplazamientos obtenidos se multiplican por el factor $Q\Omega/2.5$
- Si se considera el efecto del período estructural y de torsión los desplazamientos serán los que resulten del análisis multiplicados por el factor $Q'\Omega/2.5$

En cualquiera de los casos, se compararán las distorsiones de entrepiso con los valores que indica el artículo 81 en su inciso a). De acuerdo con esto, la diferencia entre los desplazamientos laterales de dos pisos consecutivos no será mayor que 0.002 veces la diferencia entre las elevaciones correspondientes con el fin de limitar los daños a elementos no estructurales.

En la tabla siguiente se muestran las distorsiones de entrepiso obtenidas para cada uno de los niveles. La tabla superior corresponde al caso en el que no se considera torsión accidental, y la tabla inferior al caso en que sí se considera dicha excentricidad. Puede observarse que en ninguna de las dos direcciones de análisis se cumple con las condiciones de servicio, sólo para el primer caso, en el nivel de cubierta, el valor calculado (0.0019 y 0.0014) es menor que 0.002. Será entonces necesario hacer más rígidos los marcos en esta dirección y probablemente sea necesario incluir muros de rigidez con el fin de reducir los desplazamientos. También se debe considerar desligar los elementos no estructurales frágiles de la estructura, con lo cual el valor de comparación sería 0.004 y en este caso la estructura cumpliría el requisito reglamentario en las dos direcciones.

DISTORSIONES DE ENTREPISO EN CONDICIONES DE SERVICIO

DESPLAZAMIENTOS SIN CONSIDERAR EFECTOS DE TORSION NI PERIODO DE LA ESTRUCTURA							
SERVICIO							
$Q=$	2						
Ω	2						
NIVEL	h_i	δ_x	δ_{xT}	Δ_{xT}	δ_y	δ_{yT}	Δ_{yT}
		cm	cm		cm	cm	
Cubierta	2.7	1.84	2.94	0.0019	1.45	2.32	0.0014
Nivel 3	2.7	1.52	2.43	0.0031	1.21	1.94	0.0023
Nivel 2	2.7	1.00	1.60	0.0036	0.82	1.31	0.0028
Nivel 1	2.7	0.40	0.64	0.0024	0.34	0.54	0.0020

DESPLAZAMIENTOS CON EFECTOS DE TORSION Y PERIODO DE LA ESTRUCTURA							
SERVICIO							
Q'	2						
Ω	2						
NIVEL	h_i	δ_x	δ_{xT}	Δ_{xT}	δ_y	δ_{yT}	Δ_{yT}
		cm	cm		cm	cm	
Cubierta	2.7	2.02	3.23	0.0021	1.71	2.74	0.0017
Nivel 3	2.7	1.67	2.67	0.0033	1.43	2.29	0.0027
Nivel 2	2.7	1.11	1.78	0.0040	0.97	1.55	0.0034
Nivel 1	2.7	0.44	0.70	0.0026	0.40	0.64	0.0024

Estado límite de colapso

Se aplicará el artículo 34, de manera que los desplazamientos obtenidos del análisis se multiplicarán por el factor $Q\Omega$ y se compararán con los de la tabla 4 del inciso c) del artículo 34 de. Para el sistema estructural en consideración, se tomará como parámetro que la diferencia entre los desplazamientos laterales de dos pisos consecutivos no será mayor que 0.015 veces la diferencia entre las elevaciones correspondientes, debido a que es un sistema con ductilidad limitada $Q=2$. En la se muestran las distorsiones de entrepiso calculadas para la condición de colapso. La tabla superior corresponde al caso en el que no se considera la torsión accidental, mientras que la tabla inferior corresponde al caso en el que sí se le considera.

Cuando se evalúa la condición de colapso la estructura cumple satisfactoriamente el requisito del reglamento en las dos direcciones.

Distorsiones de entrepiso en condiciones de colapso

DESPLAZAMIENTOS SIN CONSIDERAR EFECTOS DE TORSION NI PERIODO DE LA ESTRUCTURA COLAPSO							
Q	2						
Ω	2						
NIVEL	h_i	δ_x	δ_{xT}	Δ_{xT}	δ_y	δ_{yT}	Δ_{yT}
		cm	cm		cm	cm	
Cubierta	2.7	1.84	7.36	0.0047	1.45	5.80	0.0036
Nivel 3	2.7	1.52	6.08	0.0077	1.21	4.84	0.0058
Nivel 2	2.7	1.00	4.00	0.0089	0.82	3.28	0.0071
Nivel 1	2.7	0.40	1.60	0.0059	0.34	1.36	0.0050

DESPLAZAMIENTOS CON EFECTOS DE TORSION Y PERIODO DE LA ESTRUCTURA COLAPSO							
Q'	2						
Ω	2						
NIVEL	h_i	δ_x	δ_{xT}	Δ_{xT}	δ_y	δ_{yT}	Δ_{yT}
		cm	cm		cm	cm	
Cubierta	2.7	2.02	8.08	0.0052	1.71	6.84	0.0041
Nivel 3	2.7	1.67	6.68	0.0083	1.43	5.72	0.0068
Nivel 2	2.7	1.11	4.44	0.0099	0.97	3.88	0.0084
Nivel 1	2.7	0.44	1.76	0.0065	0.40	1.60	0.0059

IV APLICACIÓN DEL MÉTODO DINÁMICO A UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 4 NIVELES

Descripción del edificio

En este ejemplo se ilustra la aplicación del método dinámico (modal espectral) en el análisis de una estructura de concreto de 4 niveles. Para fines de comparación, se tomará la misma estructura empleada en el caso del método estático, por lo que la descripción y otras características son solo mencionadas en este ejemplo, se insta al interesado a recurrir al ejemplo III de este anexo para buscar los datos relevantes de esta estructura.

Análisis con el método dinámico de la propuesta de reglamento

La nueva propuesta permite considerar como análisis dinámico el análisis modal como lo especifica el artículo 33. Según el artículo 30 los métodos dinámicos pueden usarse para el análisis de toda estructura cualquiera que sean sus características.

Para efectos de este ejemplo se hará un análisis modal, considerando como excitación el espectro de diseño reducido por ductilidad y sobrerresistencia, que se calculó anteriormente como lo indica el artículo 27. Para combinar las respuestas modales del análisis S_i , se usará la expresión:

$$S_T = \sqrt{\sum S_i^2}$$

donde S_i representa la respuesta del modo i de la estructura, y S_T la respuesta espectral o respuesta combinada.

La metodología propuesta en el artículo 33 puede desarrollarse a través de programas (paquetes de software) especializados en análisis y diseño de estructuras. Haciendo uso de uno de estos programas de cómputo se estimaron los períodos de 12 modos de vibrar (3 por cada nivel, traslación en X, traslación en Y y torsión). En la Tabla siguiente se muestran las participaciones de masa modales de cada uno de estos modos.

Los tres períodos fundamentales de vibrar encontrados el análisis modal (ver Figura A4-23 a Figura A4-25) fueron:

$$T_1 = 0.38 \text{ s (traslación en X)}$$

$$T_2 = 0.34 \text{ s (traslación en Y)}$$

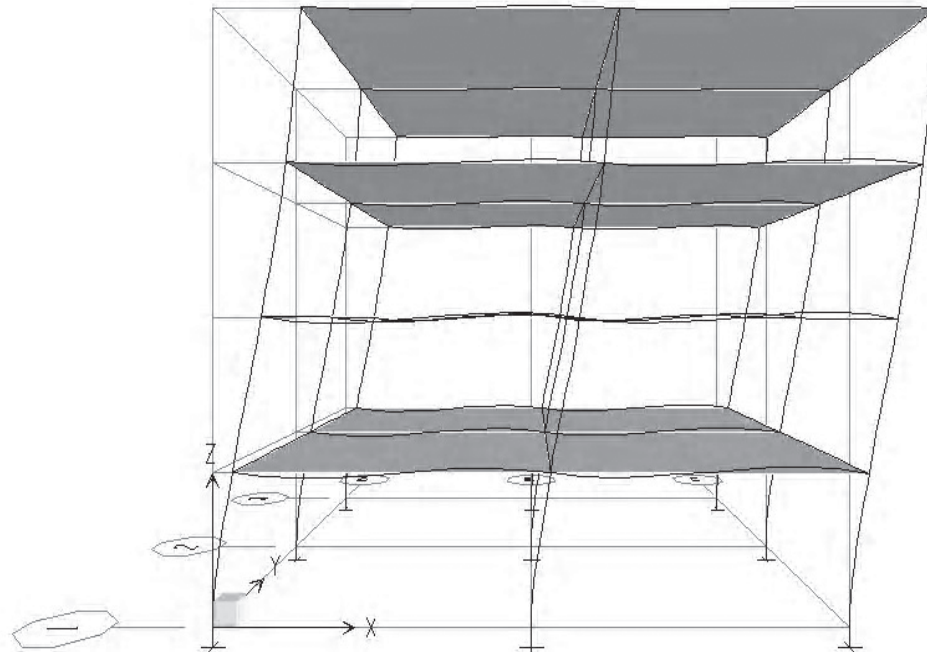
$$T_3 = 0.31 \text{ s (torsión)}$$

Si se comparan estos períodos con los que se encontraron con la expresión $T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}}$, y que aparecen en el

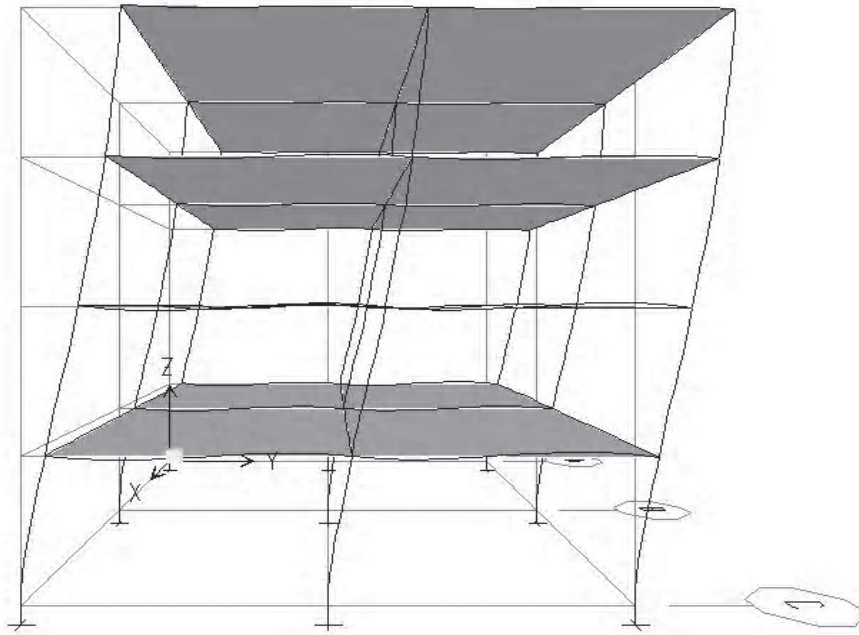
ejemplo III se concluye que esta aproximación es muy buena con relación al cálculo riguroso del período para las direcciones X y Y de análisis. De la también puede observarse que las participaciones en masa modal de los dos primeros modos en traslación para cada dirección contribuyen en más del 90% de la masa del edificio; es notable la gran participación del primer modo con un valor superior al 80 % de la masa total. Se nota que incluyendo los 12 modos en la respuesta se llega al 100 % de la masa de la estructura.

Tabla A4- 1 Modos de vibrar en el análisis dinámico
R denota Torsión

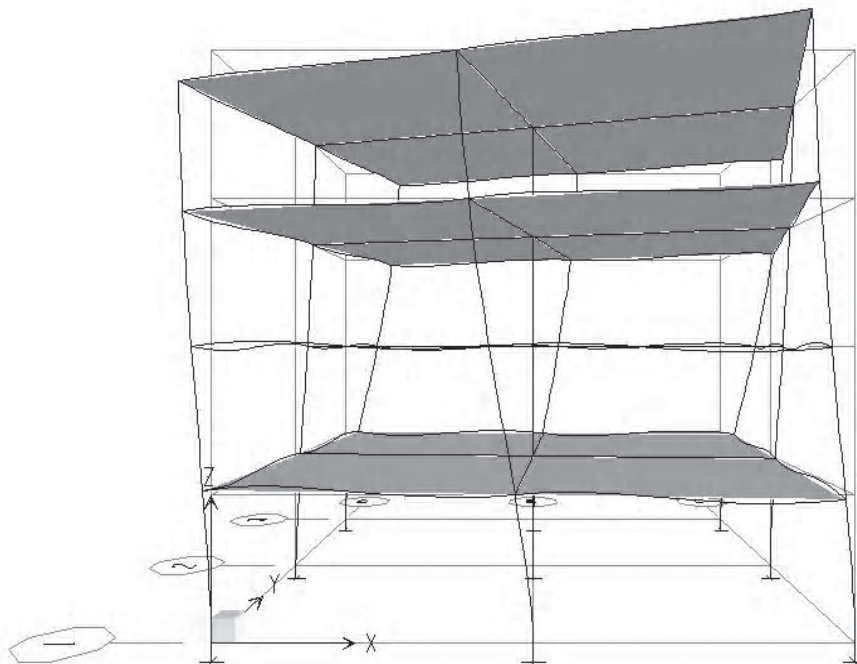
MODO NUMERO	PERÍODO (seg)	PARTICIPACION % MASA		
		X	Y	R
1	0.38	82.38	0	0
2	0.34	0	83.35	0
3	0.31	0	0	99.57
4	0.11	11.67	0	0
5	0.10	0	11.25	0
6	0.09	0	0	0.12
7	0.06	4.53	0	0
8	0.06	0	4.14	0
9	0.05	0	0	0.3
10	0.04	1.42	0	0
11	0.04	0	1.26	0
12	0.03	0	0	0
Σ		100	100	99.99



Modo fundamental en X (T=0.38 seg)



Modo fundamental en Y (T=0.34 seg)



Modo fundamental en Torsión (T=0.31 seg)

Revisión de los cortantes basales

Se verificó, como lo especifica el artículo 33 inciso a), que en cada una de las direcciones consideradas se cumpla la siguiente relación entre el cortante basal estático y el cortante basal dinámico $V_o \geq 0.8 \frac{a}{\Omega Q} W_o$, esto es, que el cortante basal dinámico V_o , sea no sea menor que el 80 por ciento del cortante basal estático. Si esta relación no se cumple, deben incrementarse todas las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales en una proporción tal que se cumpla esta relación.

En la tabla siguiente se observan los cortantes calculados para cada uno de los niveles del edificio, el cortante basal es el correspondiente al piso 1, se comparan los valores sombreados de la tabla para las direcciones X y Y respectivamente:

CORTANTES DE ENTREPISO PARA LOS SISMOS ESTÁTICO Y DINÁMICO RESPECTIVAMENTE

PISO	SISMO	VX	PISO	SISMO	VY
4	SISMO X	-53.1	4	SISMO Y	-53.1
3		-104.49	3		-104.49
2		-138.75	2		-138.75
1		-155.88	1		-155.88
4	DIN X	41.21	4	DIN Y	40.83
3		84.03	3		84.1
2		113.06	2		113.79
1		126.11	1		127.46
0.8 Vo Estático		-124.7	0.8 Vo Estático		-124.7

V_{ox} estático = 155.88 ton

V_{ox} dinámico = 126.11 ton

$V_{oxd} / V_{oxe} = 126.11/155.88 = 0.81 > 0.80$

V_{oy} estático = 155.88 ton

V_{oy} dinámico = 127.46 ton

$V_{oyd} / V_{oye} = 127.46/155.88 = 0.817 > 0.80$

Se puede notar que en ambas direcciones de análisis se cumple con la relación de que el cortante basal dinámico sea por lo menos igual al 80 por ciento del cortante basal estático y por lo tanto no es necesario introducir modificación alguna a los resultados del análisis modal espectral.

Estimación de los desplazamientos

El cálculo de distorsiones de entrepiso, parámetros fundamentales para el diseño de acuerdo al reglamento, requiere de cálculos sofisticados que no son considerados por la mayoría de programas de análisis y diseño estructural comerciales. No obstante ello, la estimación de estos valores empleando únicamente los desplazamientos espectrales (combinados) correspondientes al primer modo en cada dirección, es bastante buena.

Se estimaron los desplazamientos considerando sólo dos modos de vibrar, los primeros en las dos direcciones ortogonales del análisis con el fin de calcular las distorsiones para los estados límite de servicio y colapso respectivamente

Se efectuaron las comparaciones respectivas para las condiciones de servicio y colapso de la misma forma como se hizo para el análisis estático según se establece en el artículo 34. Del análisis de las tablas siguientes se llega a las siguientes conclusiones:

Puede observarse que en ninguna de las dos direcciones del análisis se cumple con las condiciones de servicio, en dirección X se tienen dos entrepisos con distorsión mayor a 0.002 y en Y un entrepiso que supera este valor. Si se desligaran los elementos no estructurales de la estructura se cumpliría con el requerimiento en las dos direcciones (0.004).

En condiciones de colapso aunque en dirección X se encuentran distorsiones mayores que en Y, se cumple con el requisito de que las distorsiones sean menores a 0.015 para sismos intensos y estructuras con ductilidad limitada.

DISTORSIONES DE ENTREPISO EN CONDICIONES DE SERVICIO

DESPLAZAMIENTOS DE SERVICIO							
Q'	2						
Ω	2						
NIVEL	h_i	δ_x	δ_{xT}	Δ_{xT}	δ_y	δ_{yT}	Δ_{yT}
		cm	cm		cm	cm	
Cubierta	2.7	1.46	2.34	0.0014	1.16	1.86	0.0011
Nivel 3	2.7	1.22	1.95	0.0024	0.98	1.57	0.0019
Nivel 2	2.7	0.81	1.30	0.0029	0.66	1.06	0.0023
Nivel 1	2.7	0.32	0.51	0.0019	0.27	0.43	0.0016

DISTORSIONES DE ENTREPISO EN CONDICIONES DE COLAPSO

DESPLAZAMIENTOS DE COLAPSO							
Q'	2						
Ω	2						
NIVEL	h_i	δ_x	δ_{xT}	Δ_{xT}	δ_y	δ_{yT}	Δ_{yT}
		cm	cm		cm	cm	
Cubierta	2.7	1.46	5.84	0.0036	1.16	4.64	0.0027
Nivel 3	2.7	1.22	4.88	0.0061	0.98	3.92	0.0047
Nivel 2	2.7	0.81	3.24	0.0073	0.66	2.64	0.0058
Nivel 1	2.7	0.32	1.28	0.0047	0.27	1.08	0.0040

Nota:

Es importante hacer notar que, tanto en el caso del método estático como del método dinámico, los requisitos de distorsión lateral en condiciones de servicio puede ser satisfechos considerando elementos no estructurales desligados de la estructura. Esto implica mucho más que sólo una consideración para el diseño, ya que será necesario incluir en los planos constructivos los detalles necesarios en la cantidad y con la claridad necesaria para lograr un desligue efectivo de estos componentes.