PROPUESTA

REGLAMENTO PARA EL ANALISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE DE ESTRUCTURAS

Preparado por:

Instituto Tecnológico de Santo Domingo

2010

Comité Redactor

El comité redactor del presente documento está conformado por:

- ***Ing. Luis Abbott, M.Sc.*** Profesor, Instituto Tecnológico de Santo Domingo
- ***Ing. Jesús Bairán, Ph.D.*** Profesor Lector, Universidad Politécnica de Cataluña
- ***Ing. José Benjamín*****.** Profesor, Instituto Tecnológico de Santo Domingo
- ***Ing. Carlos Cordero.*** Profesor, Decano Facultad de Ingeniería, Instituto Tecnológico de Santo Domingo (Coordinador Ejecutivo)
- ***Ing. José Díaz, M.Sc.*** Profesor, Instituto Tecnológico de Santo Domingo
- ***Ing. Eric Hernández, Ph.D.*** Profesor Investigador, Instituto Tecnológico de Santo Domingo (Coordinador Técnico)
- ***Ing. Nelson Morrison, M.Sc.*** Profesor, Director Maestría Ingeniería Estructural, Instituto Tecnológico de Santo Domingo
- ***Ing. Santiago Suarez*****.** Profesor, Instituto Tecnológico de Santo Domingo

Comité Revisor

El comité revisor del presente documento está conformado por:

- ***Ing. Joaquín Almanzar*** - SINEDOM
- ***Ing. Elvin Cabrera*** - SINEDOM
- ***Ing. Francisco Evertsz, M.Sc.***
- ***Ing. Guillermo González, M.Sc.***
- ***Ing. Bienvenido Hernandez***
- ***Ing. Fernando Perdomo***
- ***Ing. Wilfredo Piña, M.Sc.***
- ***Ing. Alfredo Ricart, M.Sc.***
- ***Ing. Luis Salliant, M.Sc.***

Índice

1. CONSIDERACIONES GENERALES 7
   1.1. Alcance 7
   1.2 Objetivos 7
2. DEFINICIONES 8
3. NOTACION 11
4. CARGAS MUERTAS 12
   4.1 Definición y Evaluación 12
   4.2 Instalaciones de servicios 12
   4.3 Muros divisorios 12
   4.4 Fachadas 13
5. CARGAS VIVAS 14
5.1. Definición 14
5.2. Carga Uniformemente Distribuida 14
5.3. Carga Concentrada 15
5.4. Cargas en Parapetos, Barandillas de Escaleras, Balcones y Barreras Fijas Para Vehículos 15
5.5. Reducción de Cargas Vivas 16
   5.7 Helipuertos 18
6. COMBINACIONES DE CARGAS 23
   6.1. Acción Sísmica 23
   6.2. Combinaciones de Diseño 24
   6.3. Combinaciones con Sobre-Resistencia 25
7. CLASIFICACION DE ESTRUCTURAS 26
   7.1. Categoría Ocupacional 26
   7.2. Coeficiente de Uso 27
8. ZONIFICACION 28
9. CLASIFICACION DE SITIO 29
   9.1. Criterios Generales 29
   9.2. Velocidad de Onda de Corte 29
   9.3. Numero de Golpes en un Ensayo de Penetración Estándar 30
   9.4. Resistencia al corte 31

9.5. Criterios para Clasificación en caso de Ensayos Múltiples 31
9.6. Requerimientos para Análisis de Sitio 31
9.7. Coeficientes de Sitio 33
10. DESCRIPCION DE ACCION SISMICA 34
10.1. Espectro Elástico 34
10.2. Espectro de Diseño 36
11. REQUERIMIENTOS DE ANALISIS Y DISEÑO SISMICO 37
11.1. Requerimientos Básicos 37
11.2. Diafragmas 46
11.3. Configuración Estructural 47
11.4. Irregularidades Estructurales 47
11.5. Redundancia 52
11.6. Desplazamientos Laterales y Derivas 54
11.7. Instrumentación Sísmica 54
12. PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS 56
12.1. Alcances 56
12.2. Modelación Estructural 56
12.3. Método de Cargas Laterales Estáticas Equivalentes 59
12.4. Análisis Modal Espectral 64
12.5. Análisis Lineal de Historia de Tiempo 66
13. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA DISEÑO Y DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ... 69
13.1 Alcance 69
13.2 Definiciones 69
13.3 Requisitos generales 74
13.4 Diseño por capacidad 75
13.5 Detalles mínimos para pórticos de concreto de ductilidad alta 81
13.6 Detalles mínimos para muros de concreto de ductilidad alta 91
13.7 Consideraciones para diafragmas de piso 94
13.8 Sistema secundario 95
13.9 Detalles mínimos para pórticos de concreto con ductilidad normal 96
13.9.1 Elementos a flexión 96
14. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA DISEÑO Y DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE ACERO 98

14.1. Códigos Aplicables 98
15. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA DISEÑO Y DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA 99
15.1. Códigos Aplicables 99
16. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA DISEÑO Y DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE PREFABRICADAS DE CONCRETO 100
16.1 Alcance 100
16.2 Definiciones 100
16.3 Requisitos generales 100
16.4 Detalles mínimos para pórticos prefabricados de concreto armado de alta ductilidad 101
16.5 Detalles mínimos para muros prefabricados de concreto 102
16.6 Diafragmas de piso 103
17. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA FUNDACIONES 104
17.1. Interacción Suelo-Fundación-Estructura 104
17.2 Amarres entre Zapatas Aisladas 109
18. REQUERIMIENTOS PARA ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES 110
18.1. Alcance 110
18.2. Requerimientos Generales 110
18.3. Demanda Sísmica 111
18.4. Anclaje de Elementos No Estructurales 113
18.5. Elementos y Componentes Arquitectónicas 114
18.6. Elementos Mecánicos y Eléctricos 117
19. REQUERIMIENTOS PARA ESTRUCTURAS ESPECIALES 123
19.1. Requerimientos Generales de Análisis 123
19.2. Demanda Sísmica 123
19.3. Procedimientos de Análisis 125
19.4. Muros de Contención 125
19.5. Tanques de Almacenamiento de Líquidos 125
19.6. Silos de concreto 126
19.7. Puentes 127
19.8. Chimeneas de Concreto 127
20. REQUERIMIENTOS PARA EDIFICACIONES DE BAJA ALTURA 128

20.1. Alcances 128
20.2. Demanda Sísmica 128
20.3. Espectro Elástico 128
20.4. Espectro de Diseño 129
20.5. Criterios de Análisis y Diseño 129
20.6. Método de Análisis 130
20.7. Requerimientos Especiales de Diseño 133
21. REFERENCIAS 134
21.1 Códigos de Referencia Dominicanos 134
21.2 Códigos de Referencia Extranjeros 134
21.3 Referencias Generales 135
APENDICE A – TABLA PESOS DE MATERIALES 136
APENDICE B – ZONIFICACION SISMICA POR MUNICIPIOS 137
APENDICE C – ANALISIS DE SITIO 139

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. Alcance

Todas las componentes estructurales y no estructurales de toda construcción de edificación u otras obras deberán diseñarse y construirse para resistir como mínimo las demandas sísmicas establecidas en este reglamento y cumplir con los requisitos de diseño establecidos en el mismo. Las demandas sísmicas establecidas en este reglamento están basadas en el criterio de disipación de energía post-elástica del sistema estructural y sus componentes.

1.2 Objetivos

El objetivo general de este reglamento es establecer los requisitos mínimos tanto de análisis como de diseño con el fin de lograr una protección adecuada en contra de fallas estructurales que puedan poner en peligro la vida y los bienes de los usuarios de las edificaciones u otras obras. Específicamente, el presente reglamento tiene como objetivos:

a) Establecer la magnitud y distribución de las demandas sísmicas a ser resistidas por las estructuras.
b) Establecer los métodos de análisis para evaluar los efectos de las demandas definidas en (a).
c) Establecer los métodos de combinación de las acciones sísmicas con las demás acciones que tengan una probabilidad no despreciable de actuar simultáneamente.
d) Definir cuantitativamente los estados límites de resistencia y servicio que deberán revisarse y los criterios de aceptación de los mismos.

2. DEFINICIONES

En este capítulo se definen los términos relevantes para el uso adecuado de este reglamento y que no están explícitamente incluidas en el texto del mismo.

Acción. Los efectos de esfuerzo y deformación producto de un estado de cargas.

Altura Total. Es la distancia entre la base y la última masa significativa en la estructura.

Base. Es el plano en el cual se considera que el movimiento sísmico horizontal se transmite a la estructura.

Base Flexible. Se refiere a la situación donde la interacción suelo-estructura se considera en el análisis.

Base Rígida. Indica que en el análisis no se consideran los efectos de interacción suelo-fundación-estructura.

Clasificación por Uso. Es una clasificación que se establece basándose en el uso que tiene la estructura. Esta clasificación tiene cuatro grupos y se define en la Tabla 7.1.

Coeficientes de Sitio. Son coeficientes (F_a y F_v) que toman en cuenta el efecto del tipo de terreno en las ordenadas del espectro elástico.

Componente. Parte de un sistema estructural, arquitectónico, mecánico o eléctrico.

Componente Flexible. Es un componente que, cuando se trata como una subestructura, tiene un periodo natural de más de 0.06 seg.

Componente Rígido. Es un componente que tiene un periodo natural menor o igual a 0.06 seg.

Cortante Basal. Suma de todas las cargas sísmicas horizontales actuando en una dirección.

Desplazamiento Total. Es el desplazamiento nominal que se anticipa para el sismo de diseño. Este desplazamiento incluye una porción elástica y una inelástica.

Deriva de Entrepiso. Es la diferencia entre el desplazamiento horizontal total del nivel *j* y el del nivel *j*-1. Cuando una edificación sufre giros significativos las derivas de entrepiso son función de la posición en planta del eje vertical que se considere.

***Deriva Angular de Entrepiso*.** Es la deriva de entrepiso dividida por la altura del entrepiso.

Estructuras de Ductilidad Alta. Sistema estructural capaz de acomodar deformaciones significativas más allá del rango elástico sin perder su capacidad de carga. Este tipo de sistema es equivalente a "sistemas especiales" en 21.2 (1)

Estructuras de Ductilidad Moderada. Sistema estructural capaz de acomodar deformaciones moderadas más allá del rango elástico sin perder su capacidad de carga. Este tipo de sistema es equivalente a "sistemas intermedios" en 21.2 (1)

Estructuras de Ductilidad Baja. Sistema estructural capaz de acomodar deformaciones más allá del rango elástico sin perder su capacidad de carga. Este tipo de sistema es equivalente a "sistemas ordinarios" en 21.2 (1)

Factor de Modificación de Respuesta Elástica, R. Es el cociente entre el cortante basal que resultaría ante el sismo de diseño si el comportamiento fuera elástico y el valor que se especifica para establecer el nivel de primera fluencia.

Factor de Amplificación de Desplazamientos, C_d. Es el cociente entre el desplazamiento total esperado ante el sismo de diseño y el desplazamiento elástico para las cargas reducidas por el factor de comportamiento R.

Masa Significativa. Es aquella que es igual o mayor que un 10% de la masa de un nivel típico.

Muro aligerado de concreto o mortero armado. Muro de concreto o mortero proyectado reforzado mediante dos mallas ortogonales paralelas al plano del muro con núcleo de poliestireno expandido (EPS) u otro material previamente aprobado por el MOPC.

Nodo. Es un punto donde se definen grados de libertad en el modelo estructural.

Nudo. Es la zona de intersección entre elementos estructurales.

Ordenada Espectral de Referencia en Periodos Cortos (S_S). Es la ordenada del espectro elástico en un periodo de 0.2 segundos para una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años y para un 5% de amortiguamiento.

Ordenada Espectral de Referencia en un Periodo de 1 seg (S_1). Es la ordenada del espectro elástico en un periodo de 1.0 segundo para una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años y para un 5% de amortiguamiento.

Ordenada Espectral (S_a). Valor del espectro de diseño como función del periodo natural. Esta ordenada corresponde a 2/3 del valor esperado para sismos que tienen una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años y a 5% de amortiguamiento.

Péndulos Invertidos. Estructuras que tienen una gran cantidad de la masa total concentrada en la parte superior y donde el sistema que resiste las cargas laterales esta formado por una o varias columnas que trabajan esencialmente como voladizos empotrados en la base.

Sistema Sismo-Resistente*.* Es la parte del sistema estructural que resiste las fuerzas sísmicas.

Techos Ligeros. Techos cuyo peso por metro cuadrado no exceda 100 Kg/m^2

3. NOTACION Y ABREVIATURAS

En este capítulo se definen las variables que se utilizan en el reglamento y que no están explícitamente definidas en el texto del mismo.

D = Acción de la carga muerta

L = Acción de la carga viva

L_r = Acción de la carga viva de techo

E = Acción sísmica

F = Acción producto de presión de fluidos

H = Acción del empuje lateral de terreno

H = Altura total de la edificación

R = Acción producto de los efectos de lluvia

T = Acción producto de los cambios de temperatura

NP = No permitido

SL = Sin limite

SMP = Sismo máximo probable (probabilidad de excedencia de 2% en 50 años)

4. CARGAS MUERTAS

4.1 Definición y Evaluación

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos estructurales, de los acabados y de todas las componentes no estructurales que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el paso del tiempo. Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos estructurales, acabados, los pesos unitarios de los materiales y las especificaciones de los fabricantes. La Tabla A.1 del Apéndice A provee pesos unitarios y pesos por unidad de área de algunos materiales comúnmente utilizados en la construcción de edificaciones y otras estructuras.

4.2 Instalaciones de servicios

Para propósitos del análisis de cargas gravitacionales, el peso de las instalaciones de servicios tales como, pero no limitadas a, lámparas, ductos y tuberías, aires acondicionados y equipos de ventilación, se considerará como parte de la carga muerta. Los pesos de las mismas se determinaran a partir de las especificaciones dadas por los fabricantes.

4.3 Muros divisorios

En el caso de edificaciones, las cargas gravitacionales provenientes de muros que no forman parte del sistema estructural pueden tomarse en cuenta explícitamente en el diseño considerando la posición que estos muros ocupan y representando su peso como una carga linealmente distribuida actuando en su plano medio. Para fines de efectos gravitacionales se permitirá representar su efecto como una carga uniformemente distribuida siempre y cuando se demuestre mediante métodos racionales que produce el mismo (o mayor) efecto de fuerzas internas y deformaciones máximas que produce la disposición real de los muros.

Para fines de tomar en cuenta el aporte de los muros a la masa de la estructura, se permitirá considerar el peso de los muros como una carga muerta uniformemente repartida en las losas

donde los mismos están apoyados.

4.4 Fachadas

El peso y la masa de los muros, ventanas y de todos los acabados asociados con la fachada de una edificación deben tomarse en cuenta en el diseño de los elementos estructurales de borde que los soportan.

5. CARGAS VIVAS

5.1. Definición

Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por uso y ocupación de las estructuras y que no tienen carácter permanente. Estas no incluyen las cargas generadas por la construcción de la estructura, ni las generadas debido a la interacción de la estructura con el medio ambiente.

En este reglamento, salvo se indique lo contrario, las cargas vivas se representan mediante cargas uniformemente distribuidas o cargas puntuales. Para cada elemento estructural y combinación de cargas, se tomara la representación que resulte más desfavorable.

5.2. Carga Uniformemente Distribuida

Las cargas vivas usadas en el diseño de edificaciones deberán corresponder a las cargas máximas esperadas atendiendo al uso de las mismas, pero nunca se usará un valor menor que las especificadas en la Tabla 5.3 a menos que se justifiquen racionalmente otros valores y que se obtenga la aprobación del MOPC.

Las cargas que se especifican en la Tabla 5.3 no incluyen el peso de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común. Cuando se prevean este tipo de cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta explícitamente en el diseño y aplicarse de manera simultánea con las cargas establecidas en la Tabla 5.3.

Las cargas uniformemente distribuidas establecidas en la Tabla 5.3 deberán ser aplicadas en la distribución que resulte más desfavorable en cada elemento estructural y comprobación resistente a realizar. En general, puede ser necesario investigar más de una hipótesis de distribución de cargas. En el caso de entrepisos de edificaciones se permitirá aplicar la carga viva especificada en la Tabla 5.3 como uniformemente distribuida solamente en los paños de losas que produzcan solicitaciones en el mismo sentido para el elemento estructural considerado.

5.3. Carga Concentrada

Los entrepisos y techo de estructuras de edificación deberán tener la capacidad de resistir una carga viva concentrada vertical según se indica en la Tabla 5.3 colocada de tal forma que produzca las máximas solicitaciones en el elemento considerado. A menos que se indique lo contrario las cargas puntuales especificadas en la Tabla 5.3 deberán aplicarse sobre un área de contacto de 0.50 m^2. Las mismas, a menos que se indique lo contrario, no deberán aplicarse simultáneamente con las cargas uniformes especificadas en la Tabla 5.3.

5.3.1. Casos Especiales

En edificios de almacenamiento (semi-pesado y pesado), garajes para reparación vehicular o fábricas, los elementos que soportan entrepisos y techos deben tener la capacidad de resistir simultáneamente con la carga distribuida especificada en la Tabla 5.3, una carga vertical de 1,000 kg (distribuida en un área de contacto de 0.50 m^2) localizada donde produzca las máximas solicitaciones en el elemento considerado. En caso de techos de cualquier otra estructura, la misma deberá ser capaz de soportar una carga vertical de 500 kg simultáneamente con la carga distribuida de techo especificada en la Tabla 5.3.

5.4. Cargas en Parapetos, Barandillas de Escaleras, Balcones y Barreras Fijas Para Vehículos

Las barandillas de escaleras, las estructuras de cierre en balcones y otras estructuras similares deberán diseñarse para una carga de 70 kg/m aplicada en cualquier dirección en la parte superior. En el caso de viviendas individuales esta carga podrá reducirse a 30 kg/m. Alternativamente, deberá comprobarse que el sistema de la barandilla es capaz de soportar una carga concentrada de 100 kg en cualquier dirección aplicada en cualquier punto.

Las barreras vehiculares (incluyendo los anclajes y otros detalles de conexión) para vehículos ligeros (menores de 3,000 kg) deberán diseñarse para resistir una carga concentrada de 2,700 kg aplicada horizontalmente en cualquier dirección. Esta carga deberá suponerse aplicada a una altura no menor de 0.50 m por encima del piso y no debe suponerse distribuida en un área

mayor de 0.09 m^2. Los requerimientos anteriores no son aplicables en garajes que acomoden autobuses y camiones pesados y semi-pesados (con peso mayor a 5,000 kg). En tales casos deberán seleccionarse valores de solicitaciones acordes con el impacto generado por vehículos pesados.

5.5. Reducción de Cargas Vivas

Para los propósitos de calcular las solicitaciones en los diferentes elementos portantes, tales como vigas, columnas y muros, la carga viva uniformemente distribuida L_o que se da en la Tabla 5.3 puede reducirse siguiendo las indicaciones de esta sección.

Sujeto a las limitaciones de las secciones 5.5.1 y 5.5.2, los elementos para los cuales el área de influencia A_F es igual o mayor de 40 m^2 pueden diseñarse para una carga viva reducida L dada por:

$$L = L_o\left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{A_F}}\right)$$

Donde

L = Carga viva reducida por metro cuadrado de área tributaria correspondiente al elemento en consideración

L_o = Carga viva no reducida según Tabla 5.3

A_F = Área de influencia.

El valor de la carga viva reducida deberá ser mayor que $0.5L_o$. El área de influencia está definida por;

$$A_F = K_V A_T$$

Donde:

K_V = Factor de elemento según Tabla 5.2

A_T = Área tributaria en m^2

5.5.1. Casos especiales

No se permitirá reducción de carga viva en los siguientes casos:

a) Las cargas vivas que son mayores o iguales a 500 kg/m^2 no deberán reducirse, excepto en miembros cuya área de influencia incluye dos niveles o más, y en este caso la reducción no deberá ser mayor del 20%.
b) No se permitirá reducción de carga viva en estructuras que alberguen lugares públicos de reunión tales como cines, teatros, salones de reunión, centros comerciales.
c) No se permitirá reducción de carga viva en áreas designadas para parqueos.
d) Las cargas puntuales especificadas en la Tabla 5.3 no podrán ser reducidas.

5.5.2. Reducción de carga viva en techos

Para las cargas vivas en techos horizontales, inclinados o curvos, se permitirá una reducción de estas cargas según se especifican a continuación:

$$L_t = L_0 \, R_1 \, R_2$$

La carga viva debera ser tal que 50 $Kg/m^2 \leq L_t \leq 100$ Kg/m^2. Donde

L_t = Carga viva de techo reducida por (m^2) de la proyección horizontal en (kg/m^2)

Los factores de reducción R_1 y R_2 deben ser determinados como sigue:

$$R_1 = \begin{cases} 1 & \text{Para } A_T \leq 20\ m^2 \\ 1.2 - 0.011\ A_T & \text{Para } 20\ m2 < A_T < 55\ m^2 \\ 0.6 & \text{Para } A_T \geq 55\ m^2 \end{cases}$$

$$R_2 = \begin{cases} 1 & \text{Para } F \leq 33\% \\ 1.2 - 0.6\ F & \text{Para } 33\% < F < 100\% \\ 0.6 & \text{Para } F \geq 100\% \end{cases}$$

Donde, para un techo inclinado, F = 0.12 x pendiente del techo expresada en porciento. Para un techo en arco o domo, F = la relación altura/vano x 0.24.

5.6. Puentes Grúas

Las estructuras que soportan grúas que se mueven sobre rieles deberán diseñarse de manera tal que puedan resistir la carga nominal para la que fue fabricada la grúa además de las cargas gravitatorias y las cargas horizontales producidas por la operación de la grúa. La carga viva deberá tener una componente horizontal no menor que el 20% de la carga vertical en la dirección normal a los rieles y 10% en la dirección de los rieles. La carga gravitatoria se obtiene tratando el peso de la grúa como carga muerta y el peso levantado (capacidad de la grúa) como carga viva.

5.7 Helipuertos

Para propósitos de análisis y diseño, y al menos que se especifiquen directamente por el fabricante para situaciones especiales (helicópteros militares u otras aplicaciones especiales), el peso de un helicóptero se considerará como dos cargas concentradas espaciadas a 2.5 m aplicadas en cualquier punto de la zona designada para el descenso. Cada una de estas cargas se tomará como 0.75 el peso bruto del helicóptero cargado. Para fines de combinaciones de carga estas cargas se tratarán como cargas vivas. El techo destinado a ser helipuerto deberá

también ser capaz de resistir una carga viva de 500 kg/m^2 la cual puede reducirse por área tributaria de acuerdo a lo especificado en la sección 5.5. Cuando se revisa la resistencia del helipuerto con la carga viva distribuida el peso del helicóptero no se considera actuando simultáneamente.

5.8 Excitación por Movimiento de Personas

Las estructuras que están expuestas a excitación dinámica por movimiento de personas, como son las salas de baile, los gimnasios y las graderías de estadios, o aquellas que por su uso no deban tolerar vibraciones excesivas, deben diseñarse de manera tal que la frecuencia del modo fundamental de vibración en la dirección vertical no sea menor de 3Hz.

Adicionalmente se deberá demostrar mediante métodos racionales que las aceleraciones máximas verticales no excederán los límites prescritos en la Tabla 5.1. Para entrepisos con frecuencia fundamental de vibración mayor a 10 Hz no se requerirá revisión explicita por vibración.

Para el cálculo de la frecuencia fundamental de vibración vertical del entrepiso se tomara en cuenta la magnitud y distribución de las cargas muertas y de las cargas vivas uniformemente distribuidas en el entrepiso. Las mismas serán correspondientes a los valores establecidos en la Tabla 5.3 en función del uso. Las inercias a utilizar serán las inercias eficaces de los elementos estructurales bajo el estado de cargas vivas y muertas.

TABLA 5.1. Aceleración Permisible Debido a Actividades Rítmicas

Tipo de Uso	Aceleración Máxima Permitida (%g)
Oficinas	0.40
Residenciales	0.70
Comerciales	1.50
Gimnasios	2.50
Lugares de Baile	4.00
Estadios y Graderías	4.00

TABLA 5.2. FACTORES DE CARGA VIVA (K_V)

Elemento	K_V
Columnas interiores Columnas exteriores donde no hay vuelos en la losa	4 4
Columnas de borde donde hay vuelos en la losa	3
Columnas de esquina donde hay vuelos en la losa Vigas de borde sin vuelo en la losa Vigas interiores	2 2 2
Todos los demás miembros no identificados, tales como: - Vigas de borde con vuelo en la losa - Vigas en voladizo - Losas en un dirección - Losas en dos direcciones - Miembros que no cumplen con el reglamento para la transferencia continua de cortante perpendicular a sus vanos	1

Se permitirá sustituir los valores mostrados de Kv por valores calculados basados en métodos racionales y aprobados por el MOPC

TABLA 5.3. CARGAS VIVAS EN EDIFICACIONES (L_o)

TIPOS DE EDIFICACIONES	Carga Distribuida (kg/m^2)	Carga Concentrada (kg)	Factor de Carga Viva (ϕ_v)
1. EDIFICIOS RESIDENCIALES			
1.1 Residencias y edificios de apartamentos			
a) Balcones , escaleras ……..	400	-	0.15
b) Otras áreas……	200	-	0.15
1.2 Hoteles			
a) Pasillos, vestíbulos, balcones y escaleras y otras áreas de uso público…….	500	-	0.20
b) Dormitorios y áreas de uso privado…….	200	-	0.20
2. EDIFICIOS PARA COMERCIOS			
2.1 Tiendas (ver edificios para almacenaje.…….			
2.2 Bares y restaurantes……..	500	-	0.20
3. EDIFICIOS INSTITUCIONALES			
3.1 Escuelas			
a) Pasillos, salas, escaleras y balcones…….	500	-	0.25
b) Aulas……	250	-	0.25
3.2 Hospitales			
a) Pasillos, espacios para el público, salas de operaciones, escaleras y balcones……	500	1000	0.30
b) Cuartos de pacientes…….	200	1000	0.30
3.3 Biblioteca			
a) Salas de lectura……..	300	1000	0.25
b) Estanterías…….	600	2000	0.25
4. EDIFICIOS DE OFICINAS			
4.1 Pasillos y escaleras ……..	500	1000	0.20
4.2 Oficinas…….	250	1000	0.20
5. EDIFICIOS INDUSTRIALES			
5.1 Industrias ligeras…….	400	1500	0.25
5.2 Industrias semi-pesadas …….	600	2000	0.25
5.3 Industrias pesadas …….	800	2500	0.25

TIPOS DE EDIFICACIONES	Carga Distribuida (kg/m^2)	Carga Concentrada (kg)	Factor de Carga Viva (ϕ_L)
6. EDIFICIOS PUBLICOS			
6.1 Sitios de reunión			
a) Sitios de reunión con asientos fijos (individuales)……..	300	-	0.25
b) Sitios de reunión con asientos móviles o asientos fijos colectivos……..	500	-	0.25
c) Salones de baile…….	600	-	0.25
d) Pasillos, salas de descanso, vestíbulos y escaleras ……..	500	-	0.25
6.2 Gimnasios……	500	1000	0.25
7. EDIFICIOS PARA ALMACENAJE			
7.1 Almacenamiento general			
a) Almacenamiento ligero…….	400	-	0.25
b) Almacenamiento semi-pesado ……	600	-	0.25
c) Almacenamiento pesado …….	800	-	0.25
7.2 Garajes			
a) Para automóviles…..…….	250	1500(†)	0.25
b) Para vehículos en general ……..	600	3000(†)	0.25
8. ACERAS…….	1250	-	0.25
9. TECHOS			
9.1 Techos planos, o con pendiente hasta de 10%…….	100	1000	0.10
9.2 Techos con pendiente de 10 a 20%……..	70	1000	0.10
9.3 Techos con pendiente mayor de 20%……..	50	1000	0.10

†aplicada sobre un área de 0.10m x 0.10m

6. COMBINACIONES DE CARGAS

Este capítulo establece los criterios para la combinación de la acción sísmica con otras acciones las cuales tiene una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. A menos que se indique lo contrario explícitamente, todos los miembros estructurales, incluyendo aquellos que no son parte de sistema de resistencia lateral, deberán ser diseñados para resistir las acciones sísmicas combinadas que se definen en esta sección. La acción sísmica está definida como las resultantes de esfuerzos en las secciones de diseño de los elementos estructurales y(o) las deformaciones del sistema estructural producto de la aplicación de las fuerzas sísmicas determinadas según este reglamento en las secciones 12.3, 12.4 y 12.5.

6.1. Acción Sísmica

La acción sísmica, E, se determinara de acuerdo a los siguientes criterios:

Para la combinación (4) en la sección 6.3, la acción sísmica, E, estará definida como:

$$E = E_H + E_V$$

Para la combinación (5) en la sección 6.3, la acción sísmica, E, estará definida como:

$$E = E_H - E_V$$

Donde E_H es la acción producida por las fuerzas sísmicas horizontales definidas en la sección 6.1.1, y E_V es la acción producida por las fuerzas sísmicas verticales definidas en la sección 6.1.2.

6.1.1. Acción Sísmica Horizontal

La acción sísmica horizontal, E_H, está definida por:

$$E_H = \rho Q_E$$

Donde Q_E es el efecto producido por las fuerzas sísmicas horizontales aplicadas de manera simultánea y ortogonal y ρ es el factor de redundancia definido en la sección 11.5. Las fuerzas

sísmicas se calcularan a partir de los métodos de análisis correspondientes, los mismos se presentan en las secciones 12.3, 12.4 y 12.5.

6.1.2. Acción Sísmica Vertical

La acción sísmica vertical, E_V, está definida por:

$$E_V = 0.2 S_{DS} D$$

Donde S_{DS} es la máxima ordenada espectral definida en la sección 10.1 y D es la acción de la carga muerta.

6.1.3. Direccionalidad de la Acción Sísmica Horizontal

Cuando se analice una estructura utilizando cualquiera de los métodos descritos en el capítulo 12, la acción sísmica horizontal se determinara a partir de aplicación simultánea de las fuerzas sísmicas en dos direcciones ortogonales X y Y tal y como se presenta a continuación:

$$Q_E = Q_{EX} + 0.30 Q_{EY}$$

$$Q_E = 0.30 Q_{EX} + Q_{EY}$$

Donde Q_{EX} es el sistema de fuerzas sísmica horizontal aplicada en la dirección X y Q_{EY} es el sistema de fuerzas sísmica horizontal aplicada en la dirección Y. Las direcciones horizontales X y Y deberán ser ortogonales entre si y seleccionadas de tal forma que produzcan el efecto más desfavorable en la estructura. Así mismo, cuando se realice el análisis mediante los métodos de cargas laterales estáticas equivalentes y análisis modal espectral deberá tomarse en cuenta explícitamente los cambios de sentido y la reversibilidad de la acción sísmica horizontal.

6.2. Combinaciones de Diseño

Elementos estructurales, componentes y fundaciones deberán ser diseñados de tal forma que su resistencia de diseño (ϕR_n) exceda los efectos de las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

1) 1.4(D+F)

2) 1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_R ó R)

3) 1.2D+1.6(L_R ó R)+L

4) 1.2D+1.0E+L

5) 0.9D+1.0E+1.6H

En la combinación (5) el factor de carga en H se tomara igual a cero si la acción de H contrarresta la acción de E.

En la combinacion (2) la acción de H se tomara igual a cero si la acción de H contrarresta la acción combinada de D y L.

6.3. Combinaciones con Sobre-Resistencia

En los casos donde se requieran las combinaciones con sobre resistencia, se utilizaran las siguientes combinaciones:

6) $(1.2+0.2S_{DS})D + \Omega_o Q_E + L$

7) $(0.9-0.2S_{DS})D + \Omega_o Q_E + 1.6H$

En la combinación (7) el factor de carga en H se tomara igual a cero si la acción de H contrarresta la acción de E.

7. CLASIFICACION DE ESTRUCTURAS

7.1. Categoría Ocupacional

Las estructuras se clasificaran según su uso basado en la Tabla 7.1. Basado en la Tabla 7.1 a cada estructura se le asignara una categoría ocupacional. Si una misma estructura es utilizada para diversos usos, cada uno con diferentes categorías ocupacionales, se utilizara para toda la estructura el valor de categoría ocupacional más alto entre los correspondientes a los diferentes usos.

TABLA 7.1. Categoría Ocupacional

Descripción de Uso	Categoría Ocupacional
Estructuras que representan un riesgo mínimo a vidas humanas en caso de fallas. Entre estas estructuras se encuentran: - Instalaciones de almacenamiento de productos agrícolas - Estructuras temporales - Estructuras menores destinada a almacenamiento	I
Todas las construcciones que no pertenezcan a las categorías ocupacionales I, III y IV	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro considerable para la vida humana en caso de colapso, incluyendo, pero no limitado a: - Edificios y otras estructuras donde se congreguen más de 300 personas - Edificios y otras estructuras con instalaciones de guardería con una capacidad superior a 150 personas - Escuelas, universidades y centros de docencia en general - Instalaciones de atención médica con una capacidad de 50 o más pacientes residentes, pero donde no se realicen cirugías o se atiendan emergencias - Centros Penitenciarios Edificios y otras estructuras no incluidas en la categoría ocupacional IV cuyo colapso tiene el potencial de causar un impacto económico substancial o de interrumpir el desenvolvimiento normal de la sociedad, incluyendo, pero no limitada a: - Estaciones de generación de energía - Estaciones de tratamiento de agua potable - Estaciones de tratamiento de aguas negras - Centros de telecomunicación - Edificios o estructuras no incluidas en la categoría ocupacional IV donde se almacene substancias toxicas o explosivos	III

Estructuras esenciales, incluyendo pero no limitadas a: - Hospitales y otros centros de salud donde se realicen operaciones cirugías y se atiendan emergencias - Estaciones de bomberos, policías y parqueos de vehículos de emergencia - Refugios - Estaciones de generación de energía requeridas por sistemas de respuesta de emergencia - Torres de control de tráfico aéreo - Facilidades de almacenamiento de agua - Estaciones de bombeo requeridas por equipos contra incendios - Edificios de gobierno - Estructuras coloniales o de patrimonio de la humanidad	IV

7.2. Coeficiente de Uso

A cada estructura se le asignara un coeficiente de uso (U) basado en su categoría ocupacional según se indica en la Tabla 7.2

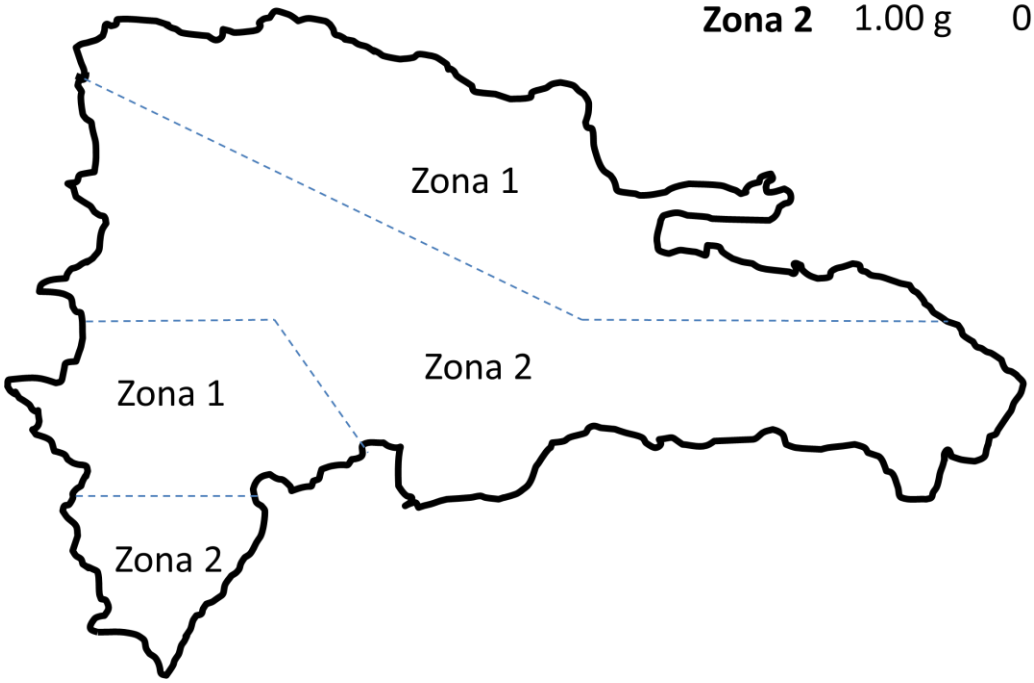
TABLA 7.2. Factor de Uso (U)

Categoría Ocupacional	U
I ó II	1.00
III	1.25
IV	1.50

8. ZONIFICACION

Para fines de determinar los coeficientes de aceleración espectral S_S y S_1, se dividirá la Republica Dominicana en dos zonas, tal y como se muestra en el Mapa 1.

	Ss	S_1
Zona 1	1.75 g	0.70 g
Zona 2	1.00 g	0.40 g



Mapa 1. Zonificación Sísmica

En la Tabla B.1 del Apéndice B se asigna a cada municipio del país una zonificación (Zona 1 ó Zona 2) según el Mapa 1. El Mapa 1 es de carácter ilustrativo y en todo caso la Tabla B.1 rige sobre el Mapa 1 para la determinación de la zonificación sísmica.

9. CLASIFICACION DE SITIO

9.1. Criterios Generales

La clasificación de sitio se realizará de acuerdo a la Tabla 9.1 y se basará en los estratos dentro de los primeros 30 metros próximos a la superficie del terreno. Cuando no exista información hasta la profundidad de 30 m, esta deberá ser estimada por un ingeniero geotécnico debidamente calificado. Cuando las propiedades del suelo no sean conocidas con suficiente exactitud o cuando no existan datos confiables, el sitio se clasificará como D a menos que se sepa que existen estratos de suelo tipo E o F presentes. En tal caso se clasificara como E o F según sea el caso.

No se asignara la categoría de sitio A o B si existe un estrato de suelo de otro tipo de más de 3 metros entre la superficie del estrato rocoso y el fondo de la zapata o platea.

Los suelos serán clasificados usando uno de los tres parámetros presentados en la Tabla 9.1. Estos son:

- Velocidad promedio de onda de corte
- Numero de golpes promedio en un ensayo de penetración estándar
- Resistencia última promedio a cortante.

Para clasificar un sitio como A o B, solo se permitirá el uso de velocidad promedio de onda de corte para realizar dicha clasificación.

Los valores promedio de velocidad de onda de corte ($\overline{V}_s$), numero de golpes del ensayo de penetración ($\overline{N}$ ó $\overline{N}_{ch}$) y resistencia última promedio al cortante no drenada ($\overline{S}_u$) se determinaran como se describe a continuación:

9.2. Velocidad de Onda de Corte

El valor promedio de velocidad de onda de corte ($\overline{V}_s$) se determinara a partir de la siguiente ecuación:

$$\overline{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{V_{s,i}}}$$

Donde *n* es el número total de estratos diferentes en los primeros 30 m de profundidad, d_i es el espesor del estrato "i" y V_i es la velocidad de onda de corte del estrato "i".

9.3. Numero de Golpes en un Ensayo de Penetración Estándar

El valor promedio del número de golpes del ensayo de penetración estándar ($\overline{N}$ ó $\overline{N}_{ch}$) se determinara basado en los siguientes criterios:

(b1) Número promedio de golpes del ensayo de penetración estándar para suelos cohesivos, no cohesivos o roca blanda, se calculará según la siguiente expresión

$$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}}$$

Donde *n* es el número total de estratos en los primeros 30 metros de profundidad, d_i es el espesor del estrato "i" y N_i es el numero de golpes en un ensayo de penetración estándar definido según ASTM D1586 del estrato "i". El límite superior de N_i es 100 golpes /pie

(b2) Número promedio de golpes del ensayo de penetración estándar en suelo no cohesivos dentro de los primeros 30 metros de profundidad se determinará a partir de

$$\overline{N}_{ch} = \frac{\sum_{i=1}^{m} d_i}{\sum_{i=1}^{m} \frac{d_i}{N_i}}$$

Donde *m* es el número de estratos de suelos no cohesivos, d_i es el espesor del estrato "i" y N_i es el numero de golpes en un ensayo de penetración estándar definido según ASTM D1586 del estrato "i". El límite superior de N_i es 100 golpes /pie.

9.4. Resistencia al corte

La resistencia última promedio al cortante sin drenar se determinara según la siguiente relación

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^{k} d_i}{\sum_{i=1}^{k} \frac{d_i}{S_{u,i}}}$$

Donde *k* es el número de estratos de suelos cohesivos en los primeros 30 metros de profundidad. Para el cálculo de $\bar{S}_u$ la resistencia al cortante no drenada de cada estrato determinada según ASTM D2166 o ASTM D2850 no se tomara mayor que 2.5 Kg/cm^2.

9.5. Criterios para Clasificación en caso de Ensayos Múltiples

Si la velocidad promedio de onda de corte, el numero de golpes en un ensayo de penetración estándar y(o) la resistencia última promedio al cortante no drenado resultan en valores tales que existe discrepancia en la clasificación de sitio, el sitio será clasificado de tal forma que resulte en la clasificación que corresponda al suelo más blando, siempre y cuando esto resulte en una mayor demanda sísmica.

9.6. Requerimientos para Análisis de Sitio

Se permitirá la realización de un análisis de respuesta de sitio según el Apéndice C para cualquier clasificación de sitio. Sin embargo, el factor de amplificación de base-a-superficie (calculado en cada periodo dentro del rango de interés) no deberá tomarse menor al especificado en las Tablas 9.2 y 9.3. Para sitios clasificados como F, el análisis de respuesta de sitio según el Apéndice C es obligatorio.

TABLA 9.1. Clasificación de Sitio

Clasificación de Sitio	Designación	Propiedades Promedio de los Primeros 30 m		
		$\overline{V}_s$ *(m/s)*	N_p [(d)]	$\overline{S}_u$ *(Kg/cm²)*
A	Roca dura	$V_s > 1{,}500$	-	-
B	Roca	$760 < V_s \leq 1{,}500$	-	-
C	Suelo muy denso o Roca blanda	$360 < V_s \leq 760$	> 50	Su > 1.0
D	Suelo rígido	$180 < V_s \leq 360$	de 15 a 50	$0.5 < Su \leq 1.0$
E	Suelo blando	$V_s \leq 180$	< 15	$Su \leq 0.5$
		Suelos con alguna de las siguientes características: Índice de plasticidad[(a)] > 20 Contenido de humedad [(b)] > 40% Resistencia ultima al cortante no drenada[(c)] < 0.2 Kg/cm²		
F	Suelos que requieren análisis de respuesta de sitio según Apéndice B	Suelos con alguna de las siguientes características: Suelos vulnerables a fallas por licuefacción o colapso producto de las cargas sísmicas Suelos con al menos un estrato de más de 3 m de arcilla altamente orgánica Suelos con al menos un estrato de más 7 m de arcilla de alta plasticidad (PI > 75) Suelos arcillosos con un espesor ≥ 35m y $S_u \leq 0.5$ Kg/cm²		

[(a)] El índice de plasticidad PI está definido según ASTM D4318

[(b)] El contenido de humedad se determinará según ASTM D2216

[(c)] La resistencia al cortante no drenado de cada estrato determinada según ASTM D2166 o ASTM D2850

[(d)] N_p es el mínimo de $\overline{N}$ y $\overline{N}_{ch}$

9.7. Coeficientes de Sitio

En función de la clasificación de sitio y de la zonificación, se determinaran los factores de sitio F_a y F_v. Los mismos se seleccionaran según las Tablas 9.2 y 9.3 a continuación.

TABLA 9.2. Valores del Coeficiente de Sitio F_a

Clasificación de Sitio	Zonas	
	1	**2**
A	0.8	0.8
B	1.0	1.0
C	1.0	1.0
D	1.0	1.1
E	0.9	0.9
F	(a)	(a)

(a)Para sitios clasificados como F se deberá realizar un análisis de respuesta de sitio según Apéndice C.

TABLA 9.3. Valores del Coeficiente de Sitio F_v

Clasificación de Sitio	Zonas	
	1	**2**
A	0.8	0.8
B	1.0	1.0
C	1.3	1.4
D	1.5	1.6
E	2.4	2.4
F	(a)	(a)

(a)Para sitios clasificados como F se deberá realizar un análisis de respuesta de sitio según Apéndice C.

10. DESCRIPCION DE CARGA SISMICA

De manera general, la demanda sísmica se definirá mediante la aplicación de un espectro de aceleración o mediante registros de historia de tiempo. Los datos de partida para la construcción del espectro de diseño son; el valor máximo del espectro (S_{DS}) y el valor del espectro en 1 segundo (S_{D1}). Los mismos están dados respectivamente por:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_S$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1$$

Donde los coeficientes F_a y F_v se tomaran de las Tablas 9.2 y 9.3 respectivamente. Los valores de S_S y S_1 están dados para cualquier localidad en la Republica Dominicana en función de la zonificación establecida en la Tabla B1 del Apéndice B. Los valores de S_S y S_1 corresponden a los valores del espectro del SMP en 0.2s y 1s respectivamente.

10.1. Espectro Elástico

Las ordenadas del espectro elástico S_a están definidas por:

$$S_a = S_{DS}\left(0.40 + \left(\frac{\alpha - 0.40}{T_o}\right)T\right)$$ Para $T < T_o$

$$S_a = \alpha\, S_{DS}$$ Para $T_o < T < T_S$

$$S_a = \frac{\alpha\, S_{D1}}{T}$$ Para $T_S < T$

Donde

$$T_o = 0.2\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.75$$

ξ es el porciento de amortiguamiento crítico y se tomara dependiendo el material de construcción según se presenta en la Tabla 10.1. Se permitirá seleccionar otros valores si se verifica su validez mediante en ensayos a escala real. Los valores indicados en la Tabla 10.1 no son validos para edificaciones con altura mayor a 150 m. Para este tipo de edificaciones deberán seleccionarse valores menores a los presentados en la Tabla 10.1 basados en ensayos especializados realizados en estructuras de similar altura y(o) referencias técnicas aprobadas por el MOPC.

TABLA 10.1. Porciento de amortiguamiento para diversos materiales de construcción

Material de construcción	**Porciento de amortiguamiento critico (ξ)**	**α**
Concreto armado	5	1.00
Concreto prefabricado (con uniones húmedas)	5	1.00
Concreto prefabricado (con uniones soldadas)	4	1.05
Acero (uniones soldadas)	3	1.12
Acero (uniones atornilladas o remachadas)	4	1.05
Mampostería	6	0.95

10.2. Espectro de Diseño

La ordenada del espectro de diseño para cualquier periodo T está definido como

$$S_{ad}(T) = \frac{U S_a(T)}{R\Phi}$$

Donde R es el factor de modificación de respuesta sísmica y esta dado por la Tabla 11.1. U es el factor de uso dado en la Tabla 7.2. $S_a(T)$ es la ordenada del espectro elástico en periodo T y Φ es el factor de irregularidad dado en la sección 11.4.2.

11. REQUERIMIENTOS DE ANALISIS Y DISEÑO SISMICO

11.1. Requerimientos Básicos

La estructura debe incluir sistemas resistentes de fuerzas verticales y laterales claramente identificados capaces de proveer adecuada resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía para resistir las acciones sísmicas de diseño dentro de los límites de deformaciones y demandas de resistencias establecidos en los capítulos 10, 11 y 12. Se deberá demostrar que los sistemas estructurales son adecuados a través de la aplicación de las combinaciones de carga establecidas en la sección 6.2 a un modelo matemático que satisfaga los requerimientos establecidos en la sección 12.2. Para la evaluación del modelo, se aplicarán y distribuirán las fuerzas sobre la estructura según se indica en el capítulo 12 de este reglamento.

Cualquier estructura secundaria adherida a una estructura principal, deberá conectarse mediante elementos que tengan una resistencia de diseño capaz de resistir el mayor de 0.15 S_{DS} ó 0.05 del peso de la estructura secundaria.

Cuando se realiza una adición a una estructura existente, deberá verificarse la interacción entre estas. La estructura resultante deberá satisfacer las especificaciones de este reglamento.

Cuando más de un sistema sismo-resistente se utiliza en una misma dirección, se deberán seleccionar los coeficientes R, C_d y Ω_o que correspondan a los resultados más conservadores para la estructura en la dirección considerada incluyendo las limitaciones del sistema contenidas en la Tabla 11.1. Esto no aplica para sistemas considerados como duales, donde se tomaran los valores de los coeficientes correspondientes a estos sistemas sismo-resistentes según indicados en la Tabla 11.1.

Tabla 11.1. Factor de Modificación de Respuesta Sísmica (R)

Sistema de Resistencia de Carga Sísmica	Coeficiente de modificación de respuesta, R	Coeficiente de sobre resistencia del sistema, Ω_o	Factor amplificación deformaciones, C_d	Limitaciones de altura (m)	
				Zona 1	Zona 2
A. SISTEMAS DE MUROS PORTANTES					
1. Muros de concreto armado de ductilidad alta	5	2.5	5	50	50
2. Muros de concreto armado de ductilidad baja	2.5	2.5	2.5	NP	NP
3. Muros de concreto en masa	1.5	2.5	1.5	NP	NP
4. Muros prefabricados	3	2.5	3	15	15
5. Muros de mampostería reforzada con ductilidad alta	4.5	2.5	3.5	15	15
6. Muros de mampostería reforzada de ductilidad moderada	3	2.5	2.5	NP	NP
7. Muros de mampostería reforzada de ductilidad baja	2	2.5	2	NP	NP
8. Muros de mampostería no reforzada	1.5	2.5	1.25	NP	NP
9. Muros aligerados de concreto o mortero armado	3.5	2.5	3	15	15

Tabla 11.1. Factor de Modificación de Respuesta Sísmica (R) (cont.)

Sistema de Resistencia de Carga Sísmica	Coeficiente de modificación de respuesta, R	Coeficiente de sobre resistencia del sistema, Ω_o	Factor amplificación deformaciones, C_d	Limitaciones de altura (m)	
				Zona 1	Zona 2
B. SISTEMAS DE PORTICOS ARRIOSTRADOS					
1. Pórticos de acero de ductilidad alta arriostrados excéntricamente	7	2	3.5	50	50
2. Pórticos de acero de ductilidad alta arriostrados concéntricamente	6	2	5	50	50
3. Pórticos de acero de ductilidad moderada arriostrados excéntricamente	5	2	4	50	50
4. Pórticos de acero de ductilidad moderada arriostrados concéntricamente	4	2	3	50	50
5. Pórticos de acero de ductilidad baja arriostrados excéntricamente (†)	3	2	3	NP	NP
6. Pórticos de acero de ductilidad baja arriostrados concéntricamente (†)	3	2	3	NP	NP

†Se permitirá el uso de pórticos metálicos arriostrados de baja ductilidad en edificios de un piso con altura menor a 18 metros en los cuales la carga muerta no exceda 100 kg/m^2

Tabla 11.1. Factor de Modificación de Respuesta Sísmica (R) (cont.)

Sistema de Resistencia de Carga Sísmica	Coeficiente de modificación de respuesta, R	Coeficiente de sobre resistencia del sistema, Ω_o	Factor amplificación deformaciones, C_d	Limitaciones de altura (m)	
				Zona 1	Zona 2
C. SISTEMA DE PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS.					
1. Pórticos de acero de ductilidad alta	7	3	5	SL	SL
2. Pórticos de armadura de acero de ductilidad alta	7	3	5.5	50	50
3. Pórticos de acero de ductilidad moderada	4.5	3	4	15	15
4. Pórticos de acero de ductilidad baja	3.5	3	3	NP	NP
5. Pórticos de concreto armado de ductilidad alta	7	3	5	SL	SL
6. Pórticos de concreto armado de ductilidad moderada	5	3	4.5	15	15
7. Pórticos de concreto armado de ductilidad baja	3	3	2.5	NP	NP
8. Pórticos compuestos de acero y concreto de ductilidad alta	7	3	5	SL	SL
9. Pórticos compuestos de acero y concreto de ductilidad moderada	5	3	4.5	15	15
10. Pórticos compuestos de acero y concreto de ductilidad baja	3	3	2.5	NP	NP

†Se permitirá el uso de pórticos de acero de baja ductilidad en edificios de un piso con altura menor a 18 metros en los cuales la carga muerta no exceda 100 kg/m^2

Tabla 11.1. Factor de Modificación de Respuesta Sísmica (R) (cont.)

Sistema de Resistencia de Carga Sísmica	Coeficiente de modificación de respuesta, R	Coeficiente de sobre resistencia del sistema, Ω_o	Factor amplificación deformaciones, C_d	Limitaciones de altura (m)	
				Zona 1	Zona 2
D. SISTEMAS DUALES CON PÓRTICOS DE ALTA DUCTILIDAD CAPACES DE RESISTIR AL MENOS 25% DE LAS CARGAS SÍSMICAS PRESCRITAS.					
1. Pórticos de acero de ductilidad alta arriostrados excéntricamente	7	2.5	3.5	SL	SL
2. Pórticos de acero de ductilidad alta arriostrados concéntricamente	7	2.5	5.5	SL	SL
3. Muros de concreto armado de ductilidad alta	6	2.5	5	SL	SL
4. Pórticos compuestos de acero y concreto arriostrados excéntricamente	7	2.5	3.5	SL	SL
5. Pórticos compuestos de acero y concreto arriostrados concéntricamente	6	2.5	5	SL	SL
6. Muros de mampostería reforzada de ductilidad alta	5.5	3	5	SL	SL
7. Pórticos de acero arriostrados con restricción al pandeo	7	2.5	4.5	SL	SL
8. Muros de placa metálica de ductilidad alta	7	2.5	6	SL	SL

Tabla 11.1. Factor de Modificación de Respuesta Sísmica (R) (cont.)

Sistema de Resistencia de Carga Sísmica	Coeficiente de modificación de respuesta, R	Coeficiente de sobre resistencia del sistema, Ω_o	Factor amplificación deformaciones, C_d	Limitaciones del sistema estructural y límites de altura	
				Zona 1	Zona 2
E. SISTEMAS DUALES CON PÓRTICOS DE DUCTILIDAD MODERADA CAPACES DE RESISTIR AL MENOS 25% DE LAS CARGAS SÍSMICAS PRESCRITAS.					
1. Pórticos de acero de ductilidad alta arriostrados excéntricamente	6	2.5	5	15	15
2. Pórticos de acero de ductilidad alta arriostrados concéntricamente	6	2.5	5	15	15
3. Muros de concreto armado de ductilidad alta.	6.5	3	5	50	50
4. Pórticos compuestos de acero y concreto arriostrados excéntricamente	5.5	2.5	4.5	50	50
5. Pórticos compuestos de acero y concreto arriostrados concéntricamente	5.5	2.5	4.5	50	50
6. Muros de mampostería reforzada de ductilidad alta	5	3	4.5	15	15

Tabla 11.1. Factor de Modificación de Respuesta Sísmica (R) (cont.)

Sistema de Resistencia de Carga Sísmica	Coeficiente de Modificación de Respuesta, R	Coeficiente de Sobre Resistencia del Sistema, Ω_o	Factor amplificación deformaciones C_d	Limitaciones del sistema estructural y límites de altura	
				Zona 1	Zona 2
F. SISTEMAS DE COLUMNAS EN CANTILEVER DETALLADOS CONFORME A LOS REQUERIMIENTOS PARA:					
1. Pórticos de acero resistentes a momento de ductilidad alta	2.5	1.25	2.5	15	15
2. Pórticos de acero resistentes a momento de ductilidad moderada	1.5	1.25	1.5	15	15
3. Pórticos de concreto armado resistentes a momentos de ductilidad alta	2.5	1.25	2.5	15	15
4. Pórticos de concreto armado resistentes a momentos de ductilidad moderada	1.5	1.25	1.5	15	15

NP = No permitido, SL = sin limite

11.1.1. Requerimientos Específicos de Sistemas Estructurales

Los sistemas estructurales que se definen a continuación deben cumplir con los requerimientos especiales de cada sistema según se especifica en esta sección.

Sistemas duales. En este tipo de sistema la fuerza sísmica es resistida por una combinación de pórticos y muros o pórticos arriostrados atendiendo a su rigidez. Sin embargo, los pórticos deberán ser capaces de resistir el 25% de la carga sísmica total en la dirección considerada.

Sistema de columnas en voladizo. La fundación y otros elementos utilizados para resistir el momento de vuelco en la base de la columna en voladizo deberá ser capaz de resistir las combinaciones de cargas de la sección 6.3, incluyendo sobre resistencia. El factor de sobre resistencia esta dado por la Tabla 11.1

Péndulos invertidos. Estas estructuras concentran gran parte de la masa en el nivel superior y además, el sistema que resiste las cargas laterales está formado por una o varias columnas que trabajan esencialmente como voladizos empotrados en la base. Estas columnas deberán ser diseñadas para momentos flexores en la base, variando uniformemente hasta un momento en el tope igual a ½ del momento de la base. La fundación y otros elementos utilizados para resistir el momento de vuelco en la base de la columna en voladizo deberá ser capaz de resistir las combinaciones de cargas con el factor de sobre resistencia de la sección 6.3. El factor de sobre resistencia esta dado por la Tabla 11.1. Si se utiliza un análisis dinámico se deberá tomar en cuenta la inercia rotacional de la masa en el nivel superior.

Sistemas de muros portantes. En este sistema tanto las cargas verticales como las cargas laterales se resisten mediante muros que pueden ser de concreto o mampostería como se indica en la Tabla 11.1. Se permite la existencia de columnas aisladas, sin embargo, estas no aportan a la resistencia lateral requerida para resistir las demandas inducidas por el sismo de diseño.

Sistemas indefinidos. Cuando ninguna de las clasificaciones de la Tabla 11.1 sea aplicable al sistema estructural utilizado, deberá justificarse demostrando mediante la presentación resultados analíticos y ensayos, las características dinámicas y de disipación de energía del sistema estructural sismo-resistente. Los valores de R, Ω_o y C_d serán derivados de estos resultados y aprobados por el MOPC.

Sistemas de pórticos arriostrados. Las cargas laterales se resisten en su totalidad por sistemas que trabajan esencialmente como cerchas verticales. Estos pórticos pueden ser arriostrados excéntrica o concéntricamente.

Sistemas de pórticos resistentes a momentos. En estos sistemas las cargas laterales y verticales se transmiten a la fundación a través de pórticos. Estos están provistos de conexiones rígidas entre las vigas y las columnas que le permite resistir las cargas laterales.

11.1.2. Requerimientos Especiales para Sistemas Duales, y Sistemas de Pórticos Arriostrados

11.1.2.1. Altura del edificio limitado

Se permitirá incrementar a 70m el límite de altura establecidos en la Tabla 11.1 para edificios que tienen pórticos reticulares de acero o muros de concreto vaciados in situ siempre que estos cumplan con estos requisitos:

a) Los pórticos arriostrados o los muros de corte de concreto de ductilidad alta deberán resistir en cada plano, no más del 60% de la carga sísmica total en cada dirección despreciando los efectos de la torsión

b) La carga sísmica proveniente de los esfuerzos torsionales no deberá exceder el 20% de la carga sísmica total en los pórticos arriostrados o muros de corte de concreto.

11.1.2.2. Efecto de interacción

Pórticos que estén encerrados o adjuntos a un elemento más rígido no considerado como parte del sistema de sismo-resistente, como por ejemplo muros de mampostería, deberán ser diseñados de manera que la acción o falla de esos elementos no impida la capacidad de resistir cargas verticales y laterales en los pórticos.

El diseño deberá considerar el efecto en la estructura de estos elementos rígidos cuando el piso este deformado con una magnitud igual a la deriva de diseño según indica la sección 11.6.

Además, si estos elementos rígidos no estructurales no son separados de la estructura deberán ser considerados para la determinación de las irregularidades en la estructural según indica la sección 11.4.

11.1.2.3. Compatibilidad de deformación

Cada componente estructural que no forma parte del sistema sismo-resistente de la dirección considerada, debe ser diseñado para resistir las cargas verticales conjuntamente con los momentos y cortantes inducidos por las deformaciones provenientes de las deriva de diseño del piso considerado según indica la sección 11.6. Se encuentran exentos de este requerimiento las vigas, columnas y sus juntas o nudos que son detallados como pórticos de ductilidad alta.

11.2. Diafragmas

Flexibilidad del diafragma. El análisis estructural deberá considerar la rigidez relativa de los diafragmas y los elementos verticales del sistema sismo-resistente. A menos que el diafragma pueda ser idealizado como rígido o flexible de acuerdo con las indicaciones en esta sección, el análisis estructural deberá incluir explícitamente consideraciones de la rigidez del diafragma.

Diafragmas Flexibles. Diafragmas construidos de laminas de acero o madera sin topping sobre elementos verticales de acero, concreto, mampostería, o una combinación de estos, son considerados flexibles. Cualquier otro tipo de diafragma deberá ser considerado como flexible cuando la deformación máxima del diafragma es mayor de 2 veces la deformación relativa de entrepiso promedio del piso correspondiente al diafragma. Las cargas utilizadas en esta verificación deberán ser las correspondientes al Método de Cargas Laterales Estáticas Equivalentes establecido en la sección 12.3. Cuando el diafragma es flexible, la distribución de las cargas laterales a los diferentes planos verticales resistentes se deberá realizar mediante el concepto de masas tributarias. Se deberá considerar también el efecto de los movimientos relativos de los diferentes planos verticales de sistema sismo-resistente, en la integridad del sistema de piso.

Diafragmas rígidos. Diafragmas de metal-decks o losas de concreto con una relación vano/peralte (en el plano del diafragma) menores que 3, en estructuras que no tienen irregularidades en planta, se permitirá ser considerados como rígidos. Cuando el diafragma es rígido, la distribución de las fuerzas sísmicas a los planos verticales sismo-resistentes se deberá realizar atendiendo a la rigidez y la posición en planta del sistema sismo-resistente y está afectada por los efectos de la torsión según se describen en la secciones 12.3.4, 12.3.5 y 12.3.6.

Diafragmas con rigidez finita. Cuando en el modelo estructural se considere explícitamente la flexibilidad del diafragma en su propio plano será necesario que el análisis se realice utilizando los métodos de análisis modal espectral (sección 12.4) o de historia de tiempo (12.6).

Para todos los tipos de diafragmas se deberá mantener la consistencia entre las suposiciones de análisis y las de diseño para asegurar un comportamiento estructural adecuado. Se deberán proveer elementos colectores en el diafragma cuando estos sean necesarios para garantizar la transmisión horizontal de las cargas sísmicas.

11.3. Configuración Estructural

Las estructuras deberán ser clasificadas como regulares o irregulares basadas en los criterios de esta sección. Esta clasificación está basada en la configuración vertical y en planta. Las estructuras clasificadas como regulares son las que no muestran ningunas de las condiciones establecidas las Tablas 11.2 y 11.3.

11.4. Irregularidades Estructurales

Irregularidades en planta. Las estructuras que cumplen con una o más de las condiciones de la Tabla 11.2 deberán ser clasificadas como irregulares en planta y deberán cumplir con los requerimientos establecidos para este tipo de estructuras.

Irregularidades en elevación. Las estructuras que cumplen con una o más de las condiciones de la Tabla 11.3 deberán ser clasificadas como irregulares en elevación y deberán cumplir con los requerimientos establecidos para este tipo de estructuras.

11.4.1. Requerimientos adicionales y limitaciones para sistemas estructurales con irregularidades estructurales

Las columnas, vigas, cerchas o losas que soportan muros o pórticos discontinuos, y que estos son parte de estructuras que tienen irregularidades en planta tipo 4 de la Tabla 11.2 o irregularidades en elevación tipo 4 de la Tabla 11.3, deberán tener la capacidad de resistir la máxima carga axial que se pueda desarrollar en estos elementos con las combinaciones de cargas incluyendo el factor de sobre-resistencia de la sección 6.3.

Para estructuras que posean irregularidades en planta tipo 1a, 1b, 2, 3 o 4 según la Tabla 11.2 o irregularidad en elevación tipo 4 según la Tabla 11.3, las fuerzas sísmicas en las conexiones entre los diafragmas de piso y los elementos verticales y colectores y entre los colectores y elementos verticales deberán incrementarse en 25%. Este requerimiento podrá ser obviado, siempre y cuando se diseñen las conexiones para resistir las fuerzas producto de las combinaciones con sobre-resistencia dadas en la sección 6.3.

11.4.2. Factor de Irregularidad (Φ)

El factor de irregularidad modifica el factor de modificación de respuesta sísmica con el propósito de tomar en cuenta la reducción en capacidad de disipación de energía sísmica que se verifica en sistemas de edificaciones con algunas de las irregularidades presentadas en las Tablas 11.2 y 11.3.

El factor de irregularidad es la multiplicación de todos los coeficientes de irregularidad en elevación (β_E) y los coeficientes de irregularidad en planta (β_P) que sea aplicable a la edificación en cuestión. Es decir,

$$\Phi = \left(\prod_{j=1}^{ni} \beta_{E,j} \right) \left(\prod_{j=1}^{np} \beta_{P,j} \right)$$

Donde n_E es el número de irregularidades en elevación y n_P es el número de irregularidades en planta. Los coeficientes de irregularidad en elevación y en planta están dados en las Tablas 11.2 y 11.3 respectivamente.

11.4.3. Rigidez de Entrepiso

Única y exclusivamente para fines de determinar los coeficientes de irregularidad β_E y β_P se permitirá calcular la rigidez de un entrepiso con elementos verticales (columnas y muros) utilizando la siguiente expresión:

$$\frac{1}{k_P} = \sum_{j=1}^{n} \frac{h^3}{12 E_j I_j} + \sum_{j=1}^{n} \frac{h}{A_j G_j}$$

Donde E es el modulo elástico del elemento estructural, G es el modulo de cortante, I es la inercia efectiva (ver Tabla 12.1 para miembros de concreto reforzado y mampostería), A es el área de la sección transversal, h es la altura de entrepiso y n es el número de elementos verticales del entrepiso.

Para entrepisos con elementos inclinados (tales como pórticos arriostrados) se deberá tomar en cuenta el aporte a la rigidez del entrepiso de los arriostramientos según sea su ángulo de inclinación y disposición.

TABLA. 11.2 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

	TIPO DE IRREGULARIDAD Y DESCRIPCIÓN	β_E
1a.	**IRREGULARIDAD TORSIONAL. LIMITADA AL CASO DE ESTRUCTURAS CON DIAFRAGMAS RÍGIDOS O SEMI RIGIDOS.** Deberá considerase que existe irregularidad torsional cuando la máxima deriva de entrepiso en un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental, es mayor que 1.2 veces el promedio de las derivas de entrepiso en los dos extremos de la estructura.	**0.90**
1b.	**IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA. LIMITADA AL CASO DE ESTRUCTURAS CON DIAFRAGMAS RÍGIDOS O SEMI RIGIDOS.** Deberá considerase que existe irregularidad torsional extrema cuando la máxima deriva de entrepiso en un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental, es mayor que 1.4 veces el promedio de las derivas de entrepiso en los dos extremos de la estructura.	**0.75**
2.	**ESQUINAS REENTRANTES** Configuraciones en planta de una estructura y de su sistema resistente a cargas laterales que contienen esquinas reentrantes. Se limita al caso donde ambas proyecciones de la estructura más allá de la esquina reentrante son mayores que un 15% de la dimensión en planta de la estructura en una dirección dada.	**0.90**
3.	**DISCONTINUIDADES DE DIAFRAGMAS** Diafragmas con áreas abiertas mayores que un 50% del área total del diafragma o cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más de un 50% medidas de un piso al siguiente.	**0.90**
4.	**DISCONTINUIDAD DE ELEMENTOS SISMO-RESISTENTES** Esta irregularidad prevalece cuando existen muros o columnas (del sistema resistente a cargas laterales) que no llegan al nivel de fundación.	**0.70**
5.	**SISTEMAS NO PARALELOS** Existe cuando los elementos verticales resistentes de cargas laterales no están paralelos o simétricos a unos de los ejes ortogonales del sistema sismo-resistente.	**0.90**

TABLA. 11.3 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ELEVACION

	TIPO DE IRREGULARIDAD Y DESCRIPCIÓN	β_P
1a.	**IRREGULARIDAD EN RIGIDEZ - PISO BLANDO** Un piso blando es aquel en el cual la rigidez lateral es menos que el 70% de la rigidez del piso por encima de este o menos que un 80% del promedio de la rigidez de los tres pisos que se encuentran por encima. (Ver 11.4.3)	**0.85**
1b.	**IRREGULARIDAD EN RIGIDEZ - PISO BLANDO EXTREMO (†)** Un piso blando es aquel en el cual la rigidez lateral es menos que el 50% de la rigidez del piso por encima de este o menos que un 60% del promedio de la rigidez de los tres pisos que se encuentran por encima. . (Ver 11.4.3)	**0.60**
2.	**IRREGULARIDAD EN MASA** Deberá considerarse que existe irregularidad en masa cuando la masa efectiva de cualquier piso es más que 150% de la masa efectiva de algún piso adyacente. Un techo que sea más liviano que el piso inferior no necesita ser considerado como irregular.	**0.90**
3.	**IRREGULARIDAD EN GEOMETRÍA VERTICAL** Deberá considerarse que existe irregularidad en la geometría vertical cuando las dimensiones horizontales del sistema resistente a cargas laterales en cualquier nivel es más que 130% de la dimensión en un piso adyacente.	**0.90**
4.	**DISCONTINUIDAD EN EL PLANO VERTICAL** Esta condición existe cuando el eje centroidal de algún elemento sismo-resistente se mueve de un piso a otro (en el plano resistente) una distancia mayor que la dimensión de la sección de este, en el plano del análisis, o cuando existe una reducción de rigidez del elemento resistente en el piso inferior.	**0.80**
5a	**DISCONTINUIDAD EN CAPACIDAD - PISO DÉBIL** Un piso débil es aquel en el cual la resistencia a cargas laterales es menor que el 80% de la resistencia en el piso inmediatamente por encima. La resistencia de un nivel podrá calcularse como la resistencia total de los elementos sismos resistentes que se encuentran en este piso en la dirección que se considera.	**0.80**
5b	**DISCONTINUIDAD EN CAPACIDAD - PISO EXTREMADAMENTE DÉBIL (†)** Un piso débil es aquel en el cual la resistencia a cargas laterales es menor que el 65% de la resistencia en el piso inmediatamente por encima. La resistencia de un nivel podrá calcularse como la resistencia total de los elementos sismos resistentes que se encuentran en este piso en la dirección que se considera.	**0.50**

(†) Para edificaciones que posean irregularidades en elevación tipo 1b y 5b será obligatorio cumplir con los requisitos de la sección 12.3.8.1

11.5. Redundancia

11.5.1. Factor de redundancia

Un valor del factor de redundancia ρ deberá ser asignado al sistema sismo-resistente en cada una de las dos direcciones ortogonales, a todas las estructuras, en acuerdo con esta sección.

11.5.2. Condiciones donde el valor de ρ es 1.0. Es permitido que el valor de ρ sea 1.0 para las siguientes condiciones:

a) Cálculos de derivas y efectos P-delta.

b) Diseño de componentes no estructurales.

c) Diseño de estructuras con estructuración diferentes a edificios y con un uso diferente al de un edificio.

d) Diseño de elementos colectores, solapes, y sus conexiones donde se usan las combinaciones de cargas con el factor de sobre resistencia Ωo según la sección 6.3.

e) Diseño de miembros o conexiones donde las combinaciones de cargas con el factor de sobre resistencia se requiere para el diseño según la sección 6.3.

11.5.3. Condiciones donde el valor de ρ es 1.3. Todas las estructuras deberán ser asignadas un valor de ρ igual 1.3, excepto donde se cumplan una de siguientes dos condiciones, donde se permitirá que ρ sea tomada como 1.0:

a) Cada piso con un cortante sísmico mayor del 35% del cortante basal en la dirección considerada deberá cumplir con la Tabla 11.4.

b) Estructuras que son regulares en planta en todos los niveles. Y que además, estén provistas de sistemas sismo-resistentes que consistan al menos de dos vanos y que estén ubicados en el

perímetro de la estructura, en cada dirección ortogonal, en cada piso que tenga un cortante sísmico mayor del 35% del cortante basal.

El número de vanos requeridos para estructuras con muros de corte deberá ser calculado como la longitud del muro de corte dividido la altura de entrepiso.

TABLA 11.4. REQUERIMIENTOS PARA CADA PISO QUE RESISTA MAS DEL 35% DEL CORTANTE BASAL

Elemento resistente de fuerza lateral	Requerimientos
Pórticos reticulares	En caso de remover una barra o conexión, el piso no perderá mas del 33% de su resistencia, ni se presentará una irregularidad torsional extrema en planta (tipo 1b)
Pórticos momentos resistentes	La perdida de la resistencia a flexión en la conexión viga-columna a ambos lados de una viga no deberá producir una reducción mayor del 33% en la resistencia del piso, ni se presentará una irregularidad torsional extrema en planta (tipo 1b)
Muros de corte o pilares de muro con una relación altura-longitud mayor que 1.0	En caso de remover un muro de corte o pilar de muro con una relación altura-longitud mayor que 1.0 dentro de un piso, no deberá producir una reducción mayor del 33% en la resistencia del piso, ni se presentará una irregularidad torsional extrema en planta (tipo 1b)
Columnas en voladizo	La perdida de la resistencia a flexión en la conexión de la base de cualquier columna en voladizo no deberá producir una reducción mayor del 33% en la resistencia del piso, ni se presentará una irregularidad torsional extrema en planta (tipo 1b)
Otros	No existen requerimientos

11.6. Desplazamientos Laterales y Derivas Angulares

11.6.1. Límite de derivas de piso. Las derivas angulares de piso de diseño determinadas según la sección 12.3.7 no deberán exceder la deriva permisible obtenida de la Tabla 11.5 en ninguno de los pisos de la estructura. Los efectos torsionales deberán ser incluidos en el cálculo de la máxima deriva de piso en estructuras con deformaciones por torsión considerables. Estructuras con irregularidades en planta del tipo 1a o 1b según la Tabla 12.2, la deriva de piso de diseño (δ) deberá ser calculada como la mayor diferencia de las deflexiones, en el perímetro de la estructura en la dirección considerada, en la parte superior e inferior del piso considerado.

11.6.2. Desplazamiento del diafragma. El desplazamiento en el plano del diafragma no deberá comprometer la integridad estructural de los elementos adheridos a él, de manera que estos puedan seguir soportando las cargas prescritas después de la deformación.

11.6.3. Separación entre edificios. Cuando dos edificios estén separados estructuralmente por una junta, esta separación deberá ser suficiente para evitar daños por contacto durante la ocurrencia de los desplazamientos máximos totales. Como mínimo la separación entre dos edificios adyacentes será la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las deformaciones máximas de los edificios.

11.6.4. Compatibilidad de deformación. Para los elementos que no sean parte del sistema sismo-resistente, se deberá cumplir con los requerimientos establecidos en el capítulo 18.

11.7. Instrumentación Sísmica

Sera obligatorio instrumentar toda edificación con una altura mayor a 40 metros sobre la fundación. Esta instrumentación consistirá en cuatro acelerómetros en la base y al mínimo tres en el techo. En la base se colocara un acelerómetro vertical, y tres horizontales de tal forma que se puedan obtener la aceleración en dos direcciones ortogonales y la rotación con relación al eje vertical. En el techo se colocaran tres horizontales de tal forma que se puedan obtener las aceleraciones en dos direcciones ortogonales y la rotación con relación al eje vertical.

El sistema de instrumentación a utilizar y la posición exacta de los sensores a utilizar deberá ser aprobado por el MOPC.

TABLA 11.5 VALORES PERMISIBLES DE LA DERIVA ANGULAR DE ENTREPISO, Δ

Estructura	**Categoría Ocupacional**		
	I o II	**III**	**IV**
Estructuras donde se han tomado precauciones para evitar daños a los elementos no estructurales[(a)]	0.020	0.015	0.012
Estructuras de muros de mampostería	0.007	0.007	0.007
Todas las demás estructuras[(b)]	0.015	0.012	0.008

(a) Donde se ha cumplido explícitamente con los requerimientos del capítulo 18

(b) Donde los requerimientos del capítulo 18 no han sido revisados explícitamente

12. PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS

12.1. Alcances

En este capítulo se establecen tres métodos de análisis permitidos en este reglamento y los criterios de análisis a utilizarse para cada uno de ellos. Los métodos de análisis son:

a) Análisis por Cargas Laterales Estáticas Equivalentes
b) Análisis Modal Espectral
c) Análisis Lineal de Historia de Tiempo

Se podrán utilizar otros métodos de análisis siempre y cuando los mismos estén sustentados mediante fundamentos teóricos y experimentales bien documentados y sean aprobados por el MOPC.

12.2. Modelación Estructural

Las demandas sísmicas se determinaran a partir de un modelo matemático de la estructura. El mismo reflejara las características geométricas, masa, rigidez y amortiguamiento de la misma bajo las solicitaciones sísmicas descritas en el capítulo 6.

En los casos donde el ingeniero considere necesario, el modelo tomará en cuenta la secuencia de construcción y los efectos que la misma pueda tener sobre la capacidad de resistencia y rigidez del sistema estructural.

12.2.1. Rigidez

Se permitirá el uso de un modelo estructural lineal y elástico. En general, el mismo deberá tomar en cuenta la relación entre fuerzas y deformaciones en cortante, axial, flexión y torsión. Se permitirá el uso de modelos aproximados siempre y cuando estos cumplan con el equilibrio tridimensional bajo la acción de las acciones sísmicas y se consideren los mecanismos de falla correspondientes a la geometría y resistencia de los elementos estructurales. Se permitirá el uso de modelos bidimensionales siempre y cuando se justifique que el comportamiento sísmico de la estructura puede simplificarse a dos dimensiones.

12.2.1.1. Inercia y Área Efectiva de Miembros de Concreto Armado

Para el caso de edificaciones de concreto armado y mampostería, la rigidez de los elementos estructurales deberá reflejar la contribución de la rigidez del entrepiso y el agrietamiento que se espera bajo las demandas sísmicas de diseño. La inercia efectiva de los elementos estructurales se determinará a través de métodos racionales que tomen en cuenta las características no-lineales de la relación esfuerzo-deformación del concreto y el refuerzo bajo la acción de las combinaciones de cargas establecidas en el capítulo 6.

En ningún caso se permitirá tomar la inercia efectiva mayor que la inercia bruta (I_g), ni menor que $0.40I_g$ para elementos sometidos a flexo-compresión con una carga de compresión mayor a $0.10A_g f'_c$, ni menor a $0.25I_g$ para elementos sometidos a flexo-compresión con una carga de compresión menor a $0.10A_g f'_c$.

De manera simplificada, se permitirá tomar como inercia efectiva la inercia bruta (I_g) de los elementos estructurales modificada según se establece en la Tabla 12.1 a continuación:

TABLA12.1 Inercia Efectiva Miembros de Concreto Armado y Mampostería

Tipo de Elemento Estructural	Inercia Efectiva
Columnas	$0.70\ I_g$
Vigas rectangulares	$0.40\ I_g$
Vigas T y L	$0.35\ I_g$
Muros de concreto armado	$0.50\ I_g$
Muros de mampostería	$0.50\ I_g$

El área efectiva de la sección transversal se tomara como el área bruta de concreto. La misma se utilizara para el cálculo de las deformaciones por cortante y axial.

12.2.1.2. Nudos

Se permitirá modelar los nudos de los elementos estructurales de tal forma que los mismos estén localizados en la intersección de los ejes longitudinales de elementos convergentes. Para el cálculo de la rigidez de los nudos se tomara en cuenta el efecto de agrietamiento y deformaciones por cortante. Para el caso de estructuras de acero se deberá tomar en cuenta las deformaciones y distorsiones en la zona de panel. En ningún caso se permitirá modelar la zona de panel de los nudos como rígida.

12.2.1.3. Condiciones de Apoyo en la Base

A menos que se consideren los efectos de interacción suelo-estructura, las estructuras de concreto y mampostería se consideraran como empotradas en la base. La base se considerará como el plano horizontal definido por la parte superior del sistema de fundación. Cuando dicho plano no tenga una altura constante o el mismo sea discontinuo, el modelo estructural deberá reflejar tales discontinuidades. Para estructuras metálicas, los apoyos en la base se tomaran como empotrados o articulados dependiendo del tipo de conexión que se disponga. Si se decide tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura se seguirán los criterios establecidos en la sección 12.6.

12.2.2. Masa

En general se permitirá modelar la masa de la estructura como concentrada en los nudos de los elementos basada en su área o volumen tributario. Se aceptará cualquier otro planteamiento, tal como el de masa consistente, si se demuestra mediante métodos racionales su idoneidad.

Para el caso especial de edificios donde el diafragma de piso cumpla con lo establecido en la sección 11.2 referente a diafragmas rígidos, se permitirá modelar la masa de cada entrepiso como concentrada en el centro de masa de cada entrepiso, donde el mismo actúa como un diafragma rígido. La misma incluirá la masa de todos los elementos estructurales y no estructurales permanentes apoyados entre los centro de los entrepisos superior e inferior, más una porción de la carga viva dado por ϕ_v (L_o/g). Donde L_o es la carga viva por metro cuadrado

(no reducida), y ϕ_v es un coeficiente de influencia dado en la Tabla 5.3 según el uso de la estructura.

12.2.3. Amortiguamiento

El amortiguamiento se modelara como un porciento de amortiguamiento critico en cada modo de vibración. Se permitirá tomar el mismo porcentaje de amortiguamiento para cada modo de vibración. El amortiguamiento efectivo depende de la intensidad de excitación y de la capacidad de disipación de energía del material estructural. Para los niveles de excitación correspondiente al sismo de diseño, el porcentaje de amortiguamiento se tomara según el material de construcción a partir de la Tabla 10.1.

12.3. Método de Cargas Laterales Estáticas Equivalentes

El método de cargas laterales equivalentes consiste en modelar la acción sísmica como un conjunto de fuerzas en dos direcciones perpendiculares de análisis. En el caso de edificios, las mismas se aplican en el centro de masa de cada uno de los entrepisos. Se permitirá el uso del método de cargas laterales equivalentes solo en edificios de 12 niveles o menos (con altura de entrepiso uniforme).

12.3.1. Cortante Basal

El cortante basal, V, en una dirección cualquiera se determinara mediante la siguiente ecuación:

$$V = C_B W$$

Donde C_B es el coeficiente de cortante basal y está definido por:

$$C_B = \frac{U\,S_{DS}}{R\Phi}$$

Donde U es el coeficiente de Uso dado en la Tabla 3.2, S_{DS} es la máxima ordenada espectral y está dada en el capítulo 5, R es el coeficiente de modificación de respuesta sísmica y esta dado dependiendo del sistema estructural en la Tabla 11.1. El factor de irregularidad F esta dado según la sección 11.4.2. El valor de C_B no es necesario que exceda

$$C_B = \frac{U\,S_{D1}}{T_a\,R\Phi}$$

Y no será menor de

$$C_B = 0.03$$

Donde S_{D1} está definido en el capítulo 10 y T_a se define en la sección 12.3.2. Para el cálculo de C_B, el producto de $R\Phi$ no deberá ser menor que 1.

12.3.2. Estimación Periodo Fundamental

El periodo fundamental de la estructura T, en la dirección considerada, se determinará basado en un modelo matemático de la estructura que posea las propiedades de masa y rigidez de los elementos estructurales según las secciones 12.2.1 y 12.2.2. El periodo fundamental calculado analíticamente no excederá 1.4 T_a. Donde T_a se determinara según la ecuación:

$$T_a = C_T H^x$$

Donde los valores de C_T y x están dados en la Tabla 12.2 y H es la altura total del edificio medida desde la base.

TABLA 12.2. Coeficientes para estimación de periodo fundamental

Sistema Estructural Sismo resistente	C_T	x
Pórticos de Acero	0.072	0.80
Pórticos de Acero Arriostrados	0.073	0.75
Pórticos de Concreto Armado	0.046	0.90
Muros de Concreto y Mampostería	0.048	0.75

Cuando no se cuente con un modelo matemático se permitirá utilizar T_a como el periodo fundamental de la estructura.

12.3.3. Distribución Vertical de Carga Sísmica

La distribución vertical de fuerzas sísmicas (F_x) en cada nivel de la edificación se determinara a partir de la siguiente ecuación

$$F_x = C_x V_B$$

Donde

$$C_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

Donde C_x es el factor de distribución de carga vertical, V_B es el cortante basal, w_i es el peso del entrepiso i, w_x es el peso del entrepiso x, h_i es el la altura al entrepiso *i* medido desde la base, h_x es la altura al entrepiso x medida desde la base y k es un exponente que depende del periodo de la estructura dado en la Tabla 12.3.

TABLA 12.3. Exponente k en función de periodo de estructura

Periodo T (s)	k
<0.5	1
0.5 ≤ T ≤ 2.5	(T+1.5)/2
>2.5	2

12.3.4. Distribución Horizontal de Carga Sísmica

La carga sísmica se aplicara en el centro de masa de cada entrepiso y se distribuirá entre los elementos verticales en función de sus rigideces relativas y la rigidez del diafragma. Para estructuras de concreto armado la rigidez de los elementos se calculara en función de su inercia y área efectiva dada por la Tabla 12.1. En el cálculo de la rigidez relativa se incluirán los efectos de flexión y cortante de los elementos estructurales verticales.

12.3.5. Torsión Accidental

En el caso de diafragmas no flexibles, se incluirán efectos inherentes del momento torsor accidental M_t. Esto se tomara en cuenta desplazando el centro de masa del entrepiso 5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de la aplicación de las cargas sísmicas. Cuando las cargas sísmicas se apliquen en dos direcciones simultáneamente, solo se aplicara la excentricidad accidental en la dirección que resulte en los efectos más desfavorables y no en las dos direcciones simultáneamente.

12.3.6. Amplificación de Torsión Accidental

Para estructuras donde exista irregularidad torsional tipo 1a o 1b, definida en la Tabla 11.2, el momento torsor en cada entrepiso se amplificara por el factor A_X. Donde A_X está definido por

$$A_X = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 < 3$$

Donde δ_{avg} es el desplazamiento lateral promedio entre puntos extremos del entrepiso y δ_{max} es el máximo desplazamiento del entrepiso en la dirección analizada.

12.3.7. Derivas Angulares de Entrepiso

Para un piso de un edificio, las derivas angulares de piso se calcularán como la diferencia entre los desplazamientos de los centros de masa de entrepisos consecutivos dividida entre la altura del piso. Es decir:

$$\Delta_i = \frac{\delta_{i+1} - \delta_i}{h_{s,i}}$$

Donde δ_{i+1} es el desplazamiento lateral del centro de masa en el piso $i+1$, δ_i es el desplazamiento del centro de masa en el piso i, y $h_{s,i}$ es la altura de entrepiso del piso i. Las derivas angulares calculadas mediante la ecuación anterior deberán ser menores que los valores permisibles establecidos en la Tabla 11.5.

Los desplazamientos laterales del entrepiso "i" se calcularan de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\delta_i = \frac{C_d \delta_{iE}}{U}$$

Donde U es el factor de uso dado en la Tabla 7.2, C_d es el coeficiente de amplificación de desplazamientos dado en la Tabla 11.1 dependiendo del sistema estructural y δ_{Ei} es el desplazamiento lateral del piso "i" debido a las acciones sísmicas a partir de un modelo elástico basado en las propiedades de inercia y área efectiva indicadas en las sección 12.2.1.

12.3.8. Efectos de Segundo Orden e Inestabilidad Dinámica

Los efectos P-Δ podrán ser obviados siempre y cuando el coeficiente de estabilidad definido para cada piso por:

$$\theta = \frac{P_x \Delta_x}{V_x C_d}$$

Sea menor que 0.1 en todos los pisos. Donde P_x es la carga total en el piso para la combinación seleccionada, V_x es el cortante de piso total para la combinación seleccionada, Δ_x es la deriva de piso y C_d es el coeficiente de amplificación de desplazamientos dado en la Tabla 11.1.

El coeficiente de estabilidad para cualquier piso no deberá exceder el valor critico de

$$\theta = \frac{0.5}{\beta C_d} < 0.25$$

Donde

$$\beta = \frac{\phi V_n}{V_u}$$

Donde ϕ V_n es la capacidad a cortante entre el entrepiso i y i-1 y V_n es la demanda de cortante entre el entrepiso i y i-1. Se permitirá utilizar β=1.

En el caso que el coeficiente de estabilidad (θ) sea mayor que 0.1 y menor que θ_{max} los efectos P-delta deberán ser tomados en cuenta utilizando la metodología establecida en la sección 12.3.8.1

12.3.8.1. Requisitos Especiales para Prevenir Inestabilidad Dinamica

Para estructuras en las que el coeficiente de estabilidad θ > 0.1 y(o) para estructuras con irregularidad tipo 1b y 5b se deberá verificar que para cada entrepiso j:

$$V_{n,j} \geq 1.25 V_{c,j}$$

Donde $V_{n,j}$ es el máximo cortante que se puede desarrollar en el piso "j", calculado como:

$$V_{n,j} = \sum_{i=1}^{nc} \frac{\left(M_{p1,i} + M_{p2,i}\right)}{h_j}$$

Donde $M_{p1,i}$ es el momento plástico de la columna "i" en el extremo 1 y $M_{p2,i}$ es el momento plástico de la columna "i" en el extremo 2, h_j es la altura libre del entrepiso "j" y n_c es el numero de columnas en el entrepiso "j".

La demanda de cortante en el entrepiso "j" está dada por:

$$V_{c,j} = 1.2\left(\frac{S_{DS}}{g}\right)\left(\frac{1}{h_j}\right)^{0.75} W_{j,N}$$

Donde $W_{j,N}$ es el peso del edificio por encima del entrepiso "j". Es decir

$$W_{j,N} = \sum_{i=j}^{N} W_i$$

12.4. Análisis Modal Espectral

Se realizara un análisis para determinar las formas modales de la estructura y sus periodos correspondientes. El análisis modal deberá incluir tantos modos cuantos sean necesarios para obtener un factor de participación modal combinado de al menos 90% de la masa total de la

estructura en cada dirección horizontal ortogonal de análisis. El factor de participación para un modo cualquiera está definido por:

$$\Gamma = \frac{\phi^T Mr}{\phi^T M\phi}$$

Donde ϕ es la forma modal, r es el vector de influencia y M es la matriz de masa de la estructura.

El porcentaje de masa restante, no incluido en los modos seleccionados para el análisis, deberá multiplicarse por $0.4S_{DS}$ y aplicarse como una carga estática lateral uniformemente distribuida en todos los entrepisos y aplicada en el centro de masa de cada entrepiso.

El valor de cada esfuerzo o resultante de esfuerzo y deformación, incluyendo pero no limitado a derivas de piso, cortantes de entrepiso y elementos mecánicos de cada elemento estructural para cada modo de respuesta se calculará utilizando las propiedades de cada modo y el espectro elástico definido en la sección 10.1 dividido por el coeficiente R. El valor de los desplazamientos y derivas será a su vez multiplicado por la cantidad C_d para cada modo.

12.4.1. Métodos de Combinación Modal

Se permitirá combinar el valor de cada cantidad de interés calculada en cada modo con sus valores correspondientes en otros modos utilizando la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS por sus siglas en ingles) o mediante la regla de la combinación cuadrática completa (CQC por su siglas en ingles).

Para el método SRSS la combinación está dada por:

$$Q = \sqrt{\sum_{i=1}^{n_m} Q_i}$$

Y para método CQC (si todos los modos tienen el mismo porcentaje de amortiguamiento) la combinación está dada por

$$Q = \sqrt{\sum_{i=1}^{n_m}\sum_{j=1}^{n_m}\rho_{i,j}Q_iQ_{ji}} \qquad \rho_{i,j} = \frac{8\xi^2\left(1+\beta_{i,j}\right)\beta_{i,j}^{1.5}}{\left(1-\beta_{i,j}^2\right)^2 + 4\xi^2\beta_{i,j}\left(1+\beta_{i,j}\right)^2}$$

Donde n_m es le numero de modos incluidos en el análisis, $\beta_{i,j} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$ y $\omega_i = \frac{2\pi}{T_i}$. En ambos casos Q_i (ó Q_j) es la cantidad de interés calculada para el modo i (ó j). El método CQC debe utilizarse siempre que existan modos con periodos de vibración cercanos ($0.9 < \frac{T_i}{T_j} < 1.1$) y que además posean una correlación no despreciable en su respuesta traslacional y(o) rotacional.

12.4.2. Amplificación de Respuesta Modal

Se determinara el cortante basal en ambas direcciones ortogonales de análisis utilizando el método de cargas laterales estáticas equivalentes, asumiendo como periodo fundamental T_a. En los casos donde el cortante basal modal, basado en la combinación modal SRSS o CQC, sea menor que el 65 porciento del cortante basal calculado en base al procedimiento de cargas laterales estáticas equivalentes, las fuerzas, pero no las derivas, serán amplificadas por el coeficiente 0.65 V_B/V_D. Donde V_B es el cortante calculado mediante el procedimiento de cargas laterales estáticas equivalentes y V_D es el cortante calculado en base al análisis modal.

12.5. Análisis Lineal de Historia de Tiempo

Los requerimientos establecidos en este capítulo son aplicables cuando se decida realizar un análisis de historia de tiempo.

Un análisis de historia de tiempo consiste en el uso de métodos numéricos de integración para determinar la respuesta en el tiempo de un modelo matemático de la estructura sometida a una serie de registros de aceleración aplicados en los apoyos verticales y laterales de la estructura. El modelo matemático de la estructura deberá satisfacer los requerimientos establecidos en la sección 12.2.

12.5.1. Requerimientos de Registros de Aceleración

Para realizar el análisis de historia de tiempo se utilizaran al menos tres (3) registros de aceleración con sus componentes horizontales. Los registros deberán corresponder a eventos reales medidos con magnitud, mecanismo y distancia a la falla consistentes con las fallas que controlan el sismo de diseño de la localidad donde estará ubicada la estructura. En el caso que no se disponga de registros reales, se permitirá el uso de registros artificiales, siempre y cuando se cumpla con los requerimientos establecidos en esta sección.

12.5.2. Análisis en Dos Dimensiones

Cuando se realice un análisis estructural de historia de tiempo en dos dimensiones. Los registros utilizados deberán ser escalados de tal forma que el promedio del espectro con 5% de amortiguamiento de los tres registros en el intervalo 0.2T y 1.5T no debe ser menor que el espectro elástico de diseño dado en la sección 10.2. Donde T es el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección analizada.

12.5.3. Análisis en Tres Dimensiones

Cuando se realice un análisis estructural de historia de tiempo en tres dimensiones, cada registro consistirá de dos componentes horizontales. Los registros utilizados deberán ser escalados de tal forma que el promedio del espectro SRSS con 5% de amortiguamiento de los tres registros en el intervalo 0.2T y 1.5T no debe ser menor que el 90% del espectro elástico de diseño dado en la sección 10.2. Donde T es el periodo fundamental de vibración de la estructura. La ordenada del espectro SRSS para cualquier periodo T está definida como:

$$S_{SRSS}(T) = \sqrt{S_x^2(T) + S_y^2(T)}$$

Donde S_x es el espectro en la dirección x y S_y es la ordenada espectral en la dirección y. Las direcciones horizontales x y y deberán ser seleccionadas como ortogonales entre sí.

12.5.4. Definición de Solicitaciones Sísmica

Las fuerzas en los elementos estructurales obtenidos mediante un análisis de historia tiempo serán escalados por el valor U/R. Donde U es el coeficiente de uso definido en la Tabla 7.2 y R es el coeficiente de modificación de respuesta definido para cada sistema estructural en la Tabla 11.1. Los desplazamientos y derivas se tomaran directamente del análisis lineal de historia de tiempo y se escalaran por el coeficiente U.

13. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA DISEÑO Y DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

13.1 Alcance

Este capítulo define los criterios específicos para el diseño sísmico y detallado de estructuras concreto armado de ductilidad alta y moderada. Este capítulo incluye los elementos estructurales siguientes:

a) Vigas
b) Columnas
c) Nudos
d) Muros y vigas de acoplamiento
e) Diafragmas de piso

Los requisitos establecidos aquí son complementarios a los necesarios para soportar otros tipos de solicitaciones de acuerdo a su uso y funcionalidad y que estarán definidos por las normativas específicas de estructuras de concreto. Las estructuras serán diseñadas mediante métodos que incluyan verificaciones de su comportamiento en rotura teniendo en cuenta las combinaciones de cargas con factores de mayoración y factores de reducción de resistencias de forma que se garantice la seguridad con un nivel de fiabilidad establecido. Hasta que no se defina una normativa dominicana específica para el diseño de estructuras de concreto, la norma de referencia será el ACI-318 en su versión más reciente. El uso de otras normativas de características y niveles de fiabilidad similares deberá ser aprobado por el MOPC.

13.2 Definiciones

Ancho de la sección:

Dimensión de la sección transversal ortogonal al plano de flexión. Se designará mediante el símbolo *b*.

Ancho eficaz:

En secciones con alas traccionadas o comprimidas (T, I, doble T, etc.) será el ancho del ala que se puede considerar colaborante en la resistencia a flexión. Se designará mediante el símbolo b_{ef}. El ancho eficaz a cada lado del alma no será mayor que: 1/12 veces la longitud del elemento, 6 veces el espesor del ala, o ½ veces la distancia al siguiente alma o elemento longitudinal.

Ancho del alma:

Dimensión menor de la sección transversal medida en el sentido ortogonal al plano de flexión y en las ¾ partes más traccionada de la sección. Se designará mediante el símbolo b_w.

Área bruta:

Área de la sección transversal de concreto sin considerar las armaduras ni la posible fisuración. Se designará mediante el símbolo A_g.

Base de la estructura:

Nivel de la estructura en el que se considera aplicada la aceleración sísmica del terreno.

Diseño por capacidad:

Filosofía de diseño en estados límites últimos que se basa en proteger los elementos y regiones frágiles de la estructura dándole una sobrerresistencia adecuada respecto a los elementos dúctiles, de forma que éstos últimos fluyan antes que los primeros. Asimismo, se establece una jerarquía entre elementos que deben ser más fuertes que otros para potenciar los mecanismos dúctiles sin inestabilidades internas.

Canto:

Dimensión de la sección transversal de un elemento contenido en el plano de flexión. Se designará mediante el símbolo h.

Canto útil:

Distancia entre la fibra más comprimida de la sección transversal y el centro de gravedad de la armadura más traccionada. Se designará mediante el símbolo *d.*

Factor de reducción de resistencia:

Factor de reducción de la resistencia nominal a efectos de cálculo en estado límite último o de rotura. Se designará mediante el símbolo ϕ. El factor ϕ tiene en cuenta las posibles desviaciones en el lado de la inseguridad que pueden darse por errores constructivos, incertidumbre en desviación de la resistencia de materiales, efectos de los modos de rotura, etc. Los valores de ϕ se definirán en la norma de referencia para el diseño de estructuras de concreto con la excepción de los valores especificados en este capítulo. Se tomarán como referencias los valores de ϕ establecidos en la versión más reciente del ACI-318.

Gancho sísmico:

Gancho de anclaje en el extremo de una barra con un ángulo de doblado de al menos 135º en barras rectas y de 90º en aros circulares. La pata del gancho tiene una prolongación de al menos 6 veces el diámetro de la barra ó 8 cm.

Inercia bruta:

Inercia de la sección transversal de concreto sin considerar las armaduras ni la fisuración. Se designará mediante el símbolo I_g.

Método de bielas y tirantes:

Método de diseño en rotura de elementos de concreto, basado en la teoría plástica, en el que se garantiza el equilibrio interno mediante una celosía equivalente formada por campos de compresiones que deben ser resistidos por el concreto (bielas), campos de tracciones resistidos por la armadura (tirantes) y nudos donde se anclan los campos de esfuerzos. La máxima de cada elemento se determina teniendo en cuenta efectos de

fisuración transversal, ductilidad y deformaciones. El método no implica la hipótesis de deformaciones planas y puede ser utilizado tanto en regiones B como en regiones D.

Muro:

Elemento portante bidimensional diseñado para resistir cargas laterales y verticales en su plano. Un muro de cortante es un muro pensado para resistir fundamentalmente (pero no exclusivamente) fuerzas laterales. Un elemento debe ser considerarse como muro si su longitud (L) es mayor menor o igual que 2.5 veces su canto (h): $L \leq 2.5\ h$.

Nudo:

Zona de unión entre elementos diferentes.

Resistencia nominal:

Resistencia del elemento o sección transversal a un determinado tipo de fuerza o momento calculado a partir de las resistencias de los materiales y dimensiones especificadas sin considerar el factor de reducción de resistencia.

Región B:

Región o elemento estructural donde, por condiciones geométricas o de aplicación de cargas, puede considerarse válida la teoría de deformaciones planas (hipótesis de Bernoulli). En general, pueden considerarse regiones B las zonas de elementos lineales con longitud mayor a 2.5 veces el canto ($L>2.5\ h$) exceptuando las zonas próximas a los puntos de aplicación de cargas puntuales o de apoyos. También son regiones B las losas trabajando a flexión donde cuyos lados son mayores a 2.5 veces el canto y sin aplicación de cargas puntuales o reacciones.

Región D:

Todas aquellas zonas de la estructura que, por su geometría o condiciones de carga, no pueden ser consideradas como regiones B. Ejemplos de regiones D son: nudos, muros, vigas de acoplamiento, unión columna-zapata, zonas de cambio de sección, zonas de

apoyos o con aplicación de cargas puntuales. En general, en las regiones D no es válida la hipótesis de deformaciones planas y serán diseñadas mediante el método de bielas y tirantes con las excepciones que se permitan en este capítulo.

Rótula plástica:

Zona de un elemento estructural trabajando a flexión donde la armadura a tracción ha plastificado.

Sistema primario:

Conjunto de elementos estructurales que se consideran parte del sistema sismo resistente y que, por lo tanto, deben ser diseñados para resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas y desplazamientos debidos al sismo. Los elementos del sistema primario deben ser dimensionados de acuerdo con los criterios definidos en 13.3 a 13.7.

Sistema secundario:

Conjunto de elementos estructuras que soportan cargas gravitatorias pero que no se consideran parte del sistema sismo resistente. La suma de la rigidez lateral de los elementos del sistema secundario no puede ser superior al 15% de la rigidez de todos los elementos primarios. Los elementos secundarios no serán incluidos en el análisis estructural de la carga sísmica pero sí será tenida en cuenta su masa. Estos elementos deben satisfacer los requisitos definidos en 13.3 y 13.8. Los mismos deben ser capaces de resistir al menos el 25% de las cargas sísmicas laterales.

Gancho suplementario:

Barra recta con un gancho sísmico en un extremo y un gancho de al menos 90º en el otro con pata de al menos 6 veces el diámetro de la barra ó 8 cm.

Viga de acoplamiento:

Viga que une dos muros de cortante adyacente entre aberturas. El conjunto de vigas de acoplamiento deberá tener rigidez suficiente para reducir al menos un 25% la suma de

los momentos de empotramiento en las bases de los muros respecto a los valores obtenidos como muros aislados.

Zona crítica:

Región de un elemento estructural donde potencialmente puede formarse una rótula plástica. Las zonas críticas se definirán en el diseño y se deben detallar para garantizar ductilidad y confinamiento de acuerdo a los criterios de este capítulo. Una zona puede no coincidir con la sección de máximo momento siempre y cuando se garantice, mediante criterios de diseño por capacidad, que la sección de momento máximo tiene resistencia suficiente para que la rótula plástica se forme en otro lugar. En general, se considerará zona crítica la longitud del elemento de al menos 2 veces el canto a cada lado de las secciones donde puede fluir la armadura.

13.3 Requisitos generales

Los elementos de concreto que deben resistir cargas sísmicas deben tener una resistencia especificada a compresión del concreto de al menos 210 kg/cm^2.

Si se utiliza concreto ligero, la resistencia especificada a compresión no será mayor que 350 kg/cm^2.

Los elementos con hormigones de resistencias mayores de 600 kg/cm^2 pueden necesitar detalles más exigentes en cuanto al confinamiento del mismo. En esos casos, puede realizarse un análisis más riguroso en el que se tenga en cuenta una deformación de rotura a compresión inferior a 0.003. A falta de datos más precisos puede utilizarse la siguiente expresión para estimar la deformación última de estos hormigones:

$$\varepsilon_u = 0.0026 + 0.0144\left[\frac{1000-f_c'}{1000}\right]^4 \text{ (para 600 kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 1000 \text{ kg/cm}^2\text{)} \qquad (13.1)$$

No está permitido el uso de elementos estructurales de concreto simple.

Los aceros de refuerzo serán barras corrugadas de bajo contenido de carbono. No se permite el uso de barras lisas ni de barras de acero al carbono. En general, las armaduras deben satisfacer los siguientes requisitos específicos:

a) La resistencia a la fluencia real obtenida mediante ensayos no debe superar la resistencia a la fluencia especificada (f_y) en más de 1200 kg/cm^2.
b) La resistencia a tracción del acero (f_u) no será mayor que 1.25 f_y.
c) La deformación del acero a la que se produce la resistencia a tracción será al menos 0.07.

En los cálculos relativos a la armadura transversal no se considerará una resistencia a la fluencia (f_{yt}) mayor a 4200 kg/cm^2.

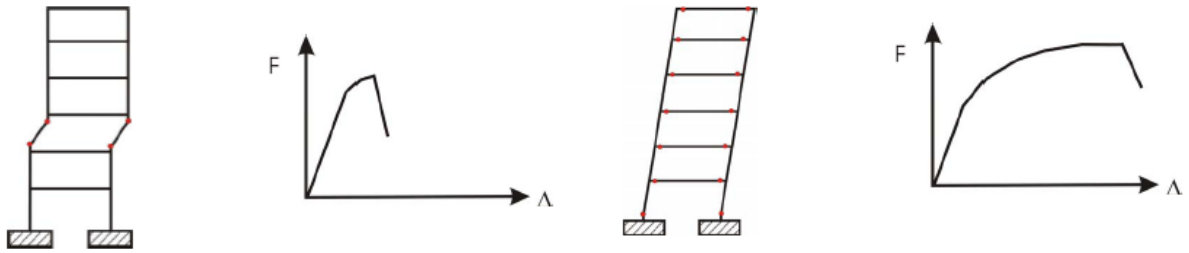
Preferiblemente las uniones y empalmes de barras se realizarán por solape o empalme mecánico. Los empalmes mediante soldaduras se permiten sólo fuera de las zonas críticas a una distancia de al menos 2 veces el canto de la pieza de los puntos donde la armadura puede fluir.

13.4 Diseño por capacidad

Al reducir la carga sísmica mediante los factores de comportamiento se admite la ocurrencia de daño y fluencia en zonas de la estructura. El diseño por capacidad tiene por finalidad evitar la ocurrencia de modos de rotura frágiles o que puedan impedir el correcto desempeño de la estructura como, por ejemplo, la formación de mecanismos inestables locales o globales. Entre los efectos que se deben evitar se encuentran:

a) Rotura por compresión en secciones de concreto sin fluencia de las armaduras de tracción
b) Rotura por cortante o torsión primaria.
c) Rotura de uniones entre elementos o nudos en pórticos de nudos rígidos.
d) Fluencia de las cimentaciones o cualquier elemento que deba permanecer en rango elástico.
e) Fallos por pandeo.

f) Concentración de rótulas plásticas en las columnas de un mismo piso de una estructura en altura (ver Fig. 13.1).



Comportamiento frágil no deseable *Comportamiento dúctil deseable*

Figura 13.1 Distintos mecanismos de colapso en edificios de altura

El diseño por capacidad se basa en la redundancia estructural y en la existencia de mecanismos resistentes dúctiles y frágiles. El mecanismo frágil se debe diseñar para tener una resistencia mayor al dúctil para potenciar que el mecanismo más débil y dúctil plastifica antes que el frágil alcance su resistencia. El procedimiento de diseño por capacidad es en general el siguiente:

a) Aislar el cuerpo libre del elemento o parte de la estructura que posee un modo de rotura frágil.
b) Suponer la formación del modo de rotura dúctil y obtener y colocar las fuerzas de debidas a la fluencia de las rótulas plásticas en el cuerpo libre del elemento.
c) Determinar el resto de las fuerzas mediante condiciones de equilibrio.
d) Diseñar el modo de rotura frágil para las fuerzas determinadas en c) afectadas por un coeficiente de sobre-resistencia. En general el coeficiente de sobre-resistencia será de al menos 1.25 salvo las excepciones indicadas en esta normativa. La jerarquía entre elementos fuertes y débiles será en general como se indica en la Tabla 13.1.

TABLA 13.1. Jerarquía entre algunos modos de rotura y zonas de la estructura a efectos de diseño por capacidad

Zona de la estructura	**Mecanismo o elemento fuerte**	**Mecanismo o elemento débil (plastifica)**
Elementos a flexión y cortante	Cortante	Momentos
Unión viga-columna	Flexión en columnas	Flexión en vigas
Sistema viga-nudo-columna	Cortante en nudo	Flexión en columnas y vigas
Unión columna-fundación	Fundación	Flexión columna

A continuación se aplica el criterio de diseño por capacidad para determinar las fuerzas de diseño en elementos y zonas concretas de la estructura.

13.4.1 Determinación del cortante de diseño en vigas y columnas

El cortante último de diseño en vigas y columnas se será el más desfavorable de los siguientes valores de V_{u1} o V_{u2} y no será menor que el que proveniente del análisis estructural con las combinaciones de carga de diseño.

$$V_{u1} = \frac{qL}{2} + 1.25\frac{\left(\left|M_n^{1-}\right| + \left|M_n^{2+}\right|\right)}{L}$$
$$V_{u2} = \frac{qL}{2} + 1.25\frac{\left(\left|M_n^{1+}\right| + \left|M_n^{2-}\right|\right)}{L} \qquad (13.2)$$

Donde:

q: Carga distribuida factorizada distribuida a lo largo del elemento consistente con las combinaciones de carga sísmica (4) y (5) dadas en la sección 6.2. En el caso de columnas y muros, q=0.

L: Longitud libre del elemento o distancia entre rótulas plásticas potenciales.

M_n^{1+}, M_n^{2+}: Momentos nominales positivos en las secciones extremas o en las rótulas plásticas potenciales (sin incluir el coeficiente de minoración de resistencias ϕ).

M_n^{1-}, M_n^{2-+}: Momentos nominales negativos en las secciones extremas o en las rótulas plásticas potenciales (sin incluir el coeficiente de minoración de resistencias ϕ).

Las dos fuerzas cortantes son consistentes con los giros debidos a las situaciones alternantes de la carga sísmica.

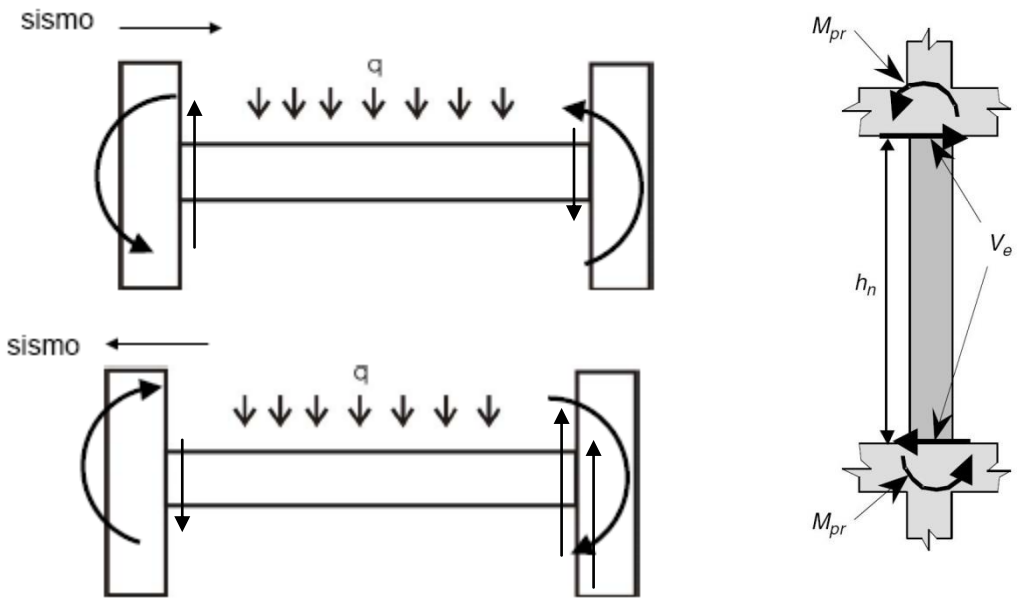


Figura 13.2 Determinación de las fuerzas de cortante en elementos vigas o columnas

En el caso de elementos con un extremo continuo o empotrado y el otro libre o articulado, es aplicable la Ec. (13.2) incluyendo solo el momento del extremo que se puede desarrollar basado en la capacidad a flexión del elemento en el extremo.

13.4.2 Resistencia mínima a flexión de las columnas

En las uniones viga-columna, la suma de resistencias de las columnas debe satisfacer el criterio:

$$\sum \phi M_{n,c} \geq \frac{6}{5} \sum M_{n,v} \qquad (13.3)$$

Donde

$M_{n,c}$: son los momentos nominales de las columnas en la cara del nudo, considerando la fuerza axil y el signo de los momentos consistentes con la dirección de la carga sísmica lateral, ver Fig. 13.3.

$M_{n,v}$: son los momentos nominales de las vigas en la cara del nudo, considerando el signo de los momentos consistentes con la dirección de la carga sísmica lateral. En el caso de vigas en T, o donde la losa pueda colaborar en la sección de la viga, deberá considerarse el ancho eficaz de las alas y las armaduras localizadas dentro del ancho eficaz, ver Fig. 13.3.

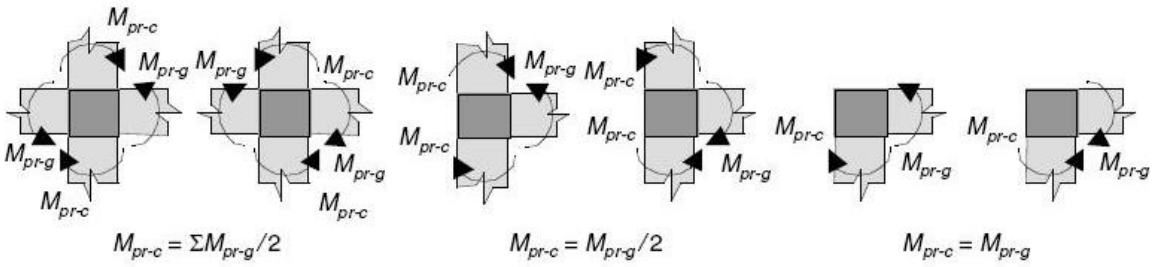
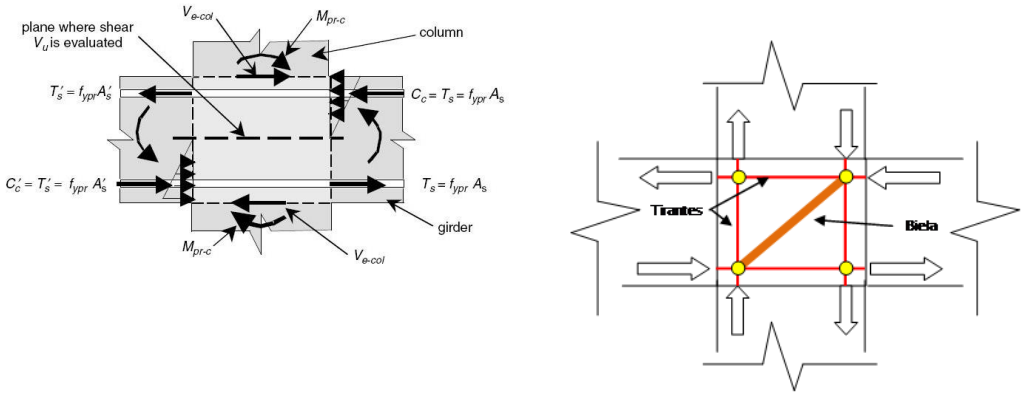


Figura 13.3 Posibles combinaciones de momentos consistentes con direcciones alternas de la carga sísmica

13.4.3 Resistencia a cortante mínima de los nudos

Los nudos vigas-columnas son regiones D. El método general para su diseño y comprobación resistente es el de bielas y tirantes. La Fig. 13.4 muestra el esquema de cuerpo libre de un plano de un nudo con elementos en 4 caras y el esquema de bielas y tirantes que puede utilizarse para su comprobación.



a) Cuerpo libre y definición de la fuerza cortante en plano horizontal.

b) Modelo de bielas y tirantes

Figura 13.4 Mecanismo resistente de nudos.

En general, si las armaduras longitudinales cruzan el nudo, y éste tiene suficiente longitud para garantizar el anclaje y la adherencia de las mismas, el elemento más crítico será la biela de compresión inclinada que transmite el cortante entre las caras del nudo. En estos casos, se permitirá comprobar la resistencia del nudo a partir de una fuerza cortante horizontal que se considerada actuando en el plano medio del nudo (Fig. 13.4.a).

Las fuerzas que actúan en las caras del nudo se definirán a partir de la capacidad resistente de las armaduras de las vigas y columnas que llegan al nudo. El valor último de la fuerza cortante se tomará como el máximo de los valores siguientes:

$$V_u = 1.25 f_y \left(A_{s,viga\,1} + A_{s,viga\,2}\right) - V_{u,col} \qquad (13.4)$$

Donde:

$A_{s,viga\ 1}$ y $A_{s,viga\ 2}$: Área total de armadura de tracción en las vigas de las caras 1 y 2 respectivamente.

$V_{u,col}$: Fuerza cortante en la columna superior calculada según 13.4.1

13.5 Detalles mínimos para pórticos de concreto de ductilidad alta

13.5.1 Elementos a flexión

Este apartado trata de elementos a flexión están sometidos fundamentalmente a momentos y cortante y cuya longitud libre es al menos 4 veces el canto (h). La fuerza de compresión de estos elementos no debe ser superior que:

$$P_u \leq 0.1 A_g f'_c \qquad (13.5)$$

Las dimensiones de la sección transversal deben satisfacer los siguientes requisitos:

- El ancho del alma (b_w) es al menos 0.3 veces el canto (h) ó 25 cm.
- El ancho del alma (b_w) no es mayor que el ancho del elemento que lo soporta más 0.75 veces el canto del elemento a flexión (h) a cada lado de la columna.

Las armaduras longitudinales deben cumplir los siguientes requisitos:

- Se dispondrán al menos 2 barras superiores y 2 inferiores en toda la longitud.
- La cuantía de armadura positiva o negativa no será menor que $0.8\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$ ó $\frac{14}{f_y}$. Donde f'_c y f_y están expresados en kg/cm^2. Se permitirá utilizar una cuantía menor si se demuestra que la cantidad de refuerzo provista es 1.33 veces la requerida según las demandas obtenidas a partir de análisis estructural y las combinaciones de carga establecidas en la sección 6.2.
- El momento resistente positivo en los extremos del elemento no será inferior que ½ del momento resistente negativo en esa misma cara.
- El momento resistente, positivo o negativo, no será menor en ningún punto del elemento que ¼ del momento máximo que se produce en el elemento.
- No se permiten empalmes por solape dentro de los nudos vigas-columna ni en una distancia de 2h de la cara del nudo. Tampoco se permiten los empalmes por solape dentro de las zonas críticas. Fuera de estas zonas se permiten empalmes por solape

siempre que existan estribos cerrados o zuncho de armadura transversal, a lo largo de toda la longitud del solape, con una separación no mayor de 10 cm ó 0.25 veces el canto útil (d).

- No se permitirá el empalme de todas las barras en un mismo plano. Preferiblemente, las barras se empalmaran de manera alternada en planos diferentes.
- Si la distancia entre capas de armadura longitudinal es superior a 30 cm, se dispondrá armadura de piel cada 30 cm.

Las armaduras transversales deben cumplir los siguientes requisitos:

- Las armaduras transversales serán preferiblemente en forma de estribos cerrados o aros de una sola pieza con un gancho sísmico en cada extremo.
- Se permitirá usar estribos formados por dos piezas consistentes en un estribo abierto con ganchos sísmicos en cada extremo cerrados con un gancho suplementario (Fig. 13.5). El lado con el gancho suplementario de 90º deberá alternarse en estribos consecutivos.
- El primer estribo o aro se colocará a no mas de 5 cm de la cara exterior del soporte.
- Se dispondrá armadura transversal en toda la longitud del elemento con una separación no mayor que ½ d.
- Se dispondrá armadura transversal de confinamiento en las zonas críticas y en una distancia de al menos 2h en cada extremo del elemento con una separación no mayor que: ¼ d, 8 veces el diámetro de la menor barra longitudinal, 24 veces el diámetro de la armadura transversal o 30 cm.

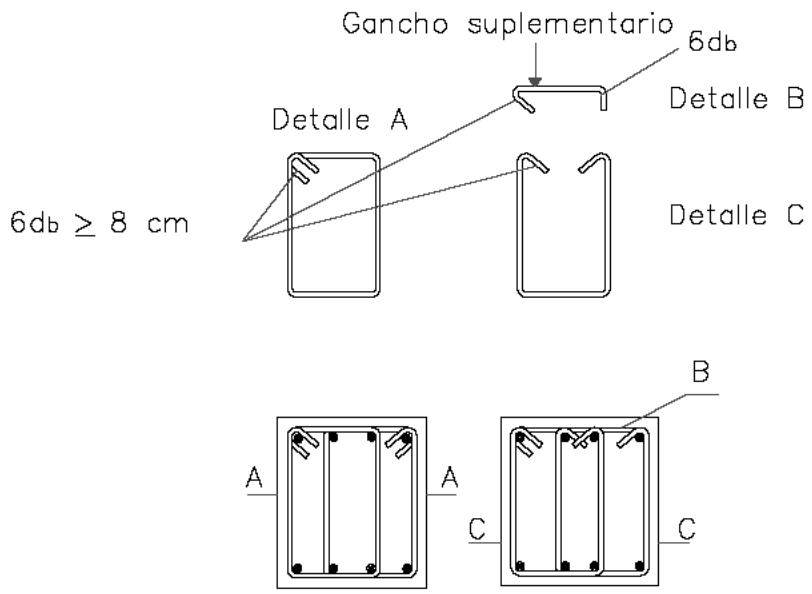


Figura 13.5 Ejemplos de diferentes disposiciones de armaduras transversales

El cortante último (V_u) de diseño será el que resulte de un análisis estructural con cargas factorizadas pero no será menor que el resultante de aplicar 13.4.1.

La resistencia nominal a cortante se obtendrá, en general, considerando la contribución del concreto (V_c) y la armadura transversal (V_s) de la siguiente forma:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (13.6)$$

La contribución del concreto se considerará V_c=0 si se cumplen simultáneamente las dos condiciones siguientes:

- El cortante proveniente de la fuerza sísmica representa más del 50% de la demanda a cortante total.
- La fuerza axial de compresión factorizada es menor que 0.05 A_g f'_c. En esta comprobación se realizará para la combinación consistente con la carga sísmica. No se considerarán las fuerzas axiles prevenientes de empujes del terreno.

13.5.2 Elementos a flexión y fuerza axial

Este apartado trata de elementos a flexión están momentos, cortante y fuerza axial de compresión Pu de tal forma que:

$$P_u > 0.1 A_g f'_c \qquad (13.7)$$

Las dimensiones de la sección transversal deben satisfacer los siguientes requisitos:

- La dimensión menor de la sección transversal (c_1) no debe ser menor que 30 cm.
- La dimensión mayor de la sección transversal (c_2) no será mayor a 2.5 veces la dimensión menor ($c_2 \leq 2.5\ c_1$).

Las armaduras longitudinales deben cumplir los siguientes requisitos:

- Se dispondrán al menos 4 barras, una en cada esquina.
- El área total de armadura longitudinal no será menor que 0.01 A_g ni mayor que 0.06 A_g.
- Los empalmes por solape sólo se permitirán en la porción central del elemento. En toda la longitud del empalme se dispondrán estribos cerrados o zuncho de armadura transversal con una separación no mayor de 10 cm ó 0.25 veces el canto útil (d).
- Se permiten empalmes soldados sólo en la porción central del elemento.
- No se permitirá el empalme de todas las barras en un mismo plano. Preferiblemente, las barras se empalmaran de manera alternada en planos diferentes.

Las armaduras transversales deben cumplir los siguientes requisitos:

- Las armaduras transversales serán preferiblemente en forma de estribos cerrados, aros de una sola pieza con un gancho sísmico en cada extremo o zunchos espirales.
- Se dispondrá armadura transversal en toda la longitud del elemento con una separación no mayor a 6 veces el diámetro de la menor barra longitudinal o 15 cm.
- Se dispondrá armadura transversal de confinamiento en las zonas críticas y en los extremos del elemento, a partir de la cara del nudo, a lo largo de una longitud de al menos h, 1/6 de la longitud libre del elemento ó 45 cm (la que sea mayor).

- La primera armadura transversal de de confinamiento se colocará a no más de 5 cm de la cara del nudo.
- La separación de la armadura transversal de confinamiento no será mayor que ¼ de la dimensión menor del elemento, 6 veces el diámetro de la armadura longitudinal menor ó s_0, donde s_0 se define como:

$$10\ cm \leq s_0 = 10 + \left(\frac{35-h_x}{3}\right) \leq 15\ cm \qquad (13.8)$$

h_x es la mayor distancia entre barras transversales que atan eficazmente la armadura longitudinal. s_0 no debe tomarse menor que 10 cm ni mayor a 15 cm.

- El área total de armadura transversal en la zona de confinamiento en forma de estribos y ganchos suplementarios no será menor que:

$$A_{sh} \geq 0.3\frac{sh_c f'_c}{f_{yh}}\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \qquad (13.9)$$

$$A_{sh} \geq 0.09\frac{sh_c f'_c}{f_{yh}} \qquad (13.10)$$

En caso de armadura transversal en forma de zunchos espirales, la cuantía volumétrica de zunchos no será menor que:

$$\rho_s = \frac{A_b\pi(d_c - d_b)}{A_{ch}s} \geq 0.09\frac{sh_c f'_c}{f_{yh}} \qquad (13.11)$$

donde A_{sh} es el área total de armadura transversal, s es la separación de la armadura transversal, h_c es el canto del núcleo confinado medido de centro a centro de la armadura transversal, f_{yh} es la resistencia a la fluencia del acero transversal, A_{ch} es el área del núcleo confinado de concreto medido a partir de la sección sin recubrimiento de la armadura transversal, d_c es el diámetro exterior del zuncho y d_s el diámetro de la barra del zuncho.

- Si el extremo del elemento conecta con un muro la armadura transversal de confinamiento debe penetrar dentro del muro acompañando las barras longitudinales al menos una distancia igual a la longitud de desarrollo de la barra de mayor diámetro.
- Si el elemento termina en una zapata, losa de fundación, cabezal de pilotes, etc., la armadura transversal de confinamiento debe penetrar en la fundación al menos 30 cm.
- Se deben disponer ramas de armadura transversal para atar las barras longitudinales de forma que cada barra longitudinal no esté a más de 15 cm de una rama transversal. En el caso aros circulares continuos se considera que éste ata eficazmente todas las barras longitudinales.

La resistencia a flexión en los extremos de las columnas debe satisfacer el apartado 13.4.2.

Las columnas que no cumplan el apartado 13.4.2 deberán tener armadura transversal de confinamiento en toda su longitud y se despreciará la resistencia y rigidez del elemento del elemento cuando ésta sea favorable. A menos que el elemento forme parte del sistema secundario, se deberá considerar la rigidez del mismo si esta es desfavorable para la estimación de la aceleración sísmica.

El cortante último (V_u) de diseño será el que resulte de un análisis estructural con cargas factorizadas pero no será menor que el resultante de aplicar 13.4.1.

La resistencia nominal a cortante se obtendrá, en general, considerando la contribución del concreto (V_c) y la armadura transversal (V_s) de la siguiente forma:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (13.6)$$

La contribución del concreto se considerará V_c=0 si se cumplen simultáneamente las dos condiciones siguientes:

- El cortante proveniente de la fuerza sísmica representa más del 50% de la demanda a cortante total.

- La fuerza axial de compresión factorizada es menor que 0.05 A_g f'_c. En esta comprobación se realizará para la combinación consistente con la carga sísmica contemplando la alternancia de la fuerza lateral y la fuerza axial debida al sismo. No se considerarán las fuerzas axiles prevenientes de empujes del terreno.

13.5.3 Nudos

En este apartado se dan los requisitos mínimos que deben satisfacer los nudos de las uniones entre elementos vigas-columna en los pórticos de concreto de alta ductilidad. Los nudos son regiones D delimitadas por las dimensiones de las vigas y columnas de sus extremos.

Las dimensiones de la columna en el sentido del pórtico considerado deberá ser mayor o igual a 20 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal de la viga.

Se considera que un elemento viga confina el nudo en una cara si el ancho de la viga cubre al menos ¾ de la cara del nudo.

La armadura transversal dentro del nudo debe satisfacer los siguientes requisitos:

- La armadura transversal de confinamiento en el extremo de la columna inferior del nudo debe continuar dentro del nudo. En caso de nudos confinados por sus 4 caras, se puede aumentar al doble la separación de la armadura transversal sin sobrepasar 15 cm.
- Si la armadura longitudinal de la viga no se encuentra dentro del núcleo confinado del nudo, se deberán disponer estribos verticales de confinamiento dentro del nudo como se define en 13.5.1. En las Figs. 13.6 a 13.8 muestra ejemplos de disposiciones de armadura transversal en diferentes tipos de nudos.

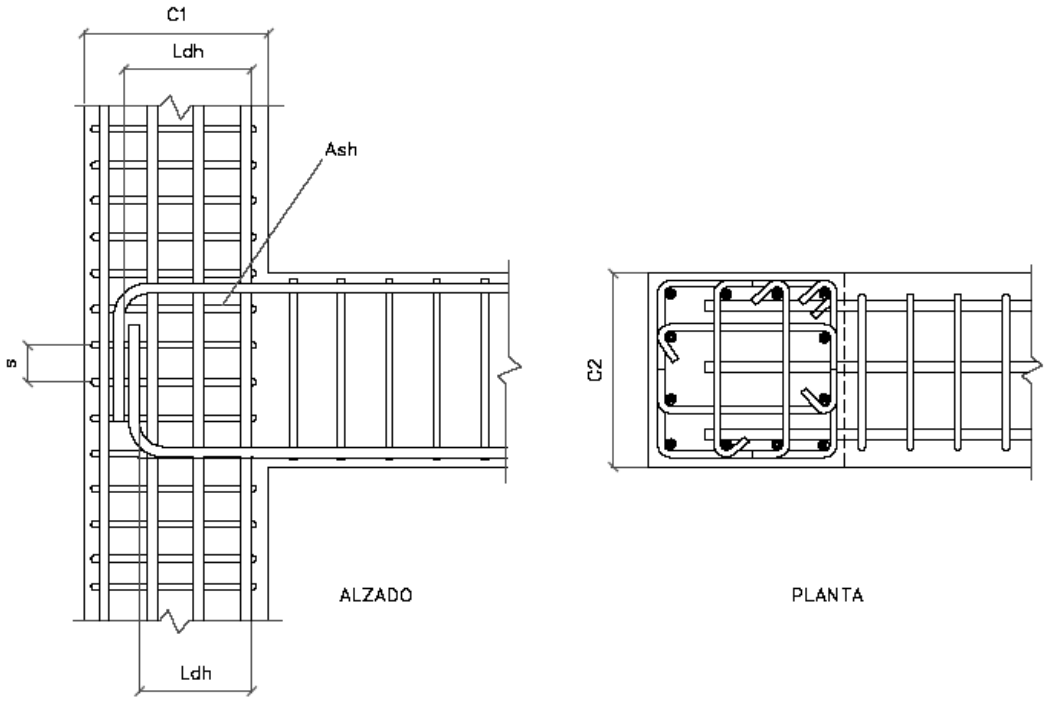


Figura 13.6 Disposición de armaduras transversales en nudos de esquina

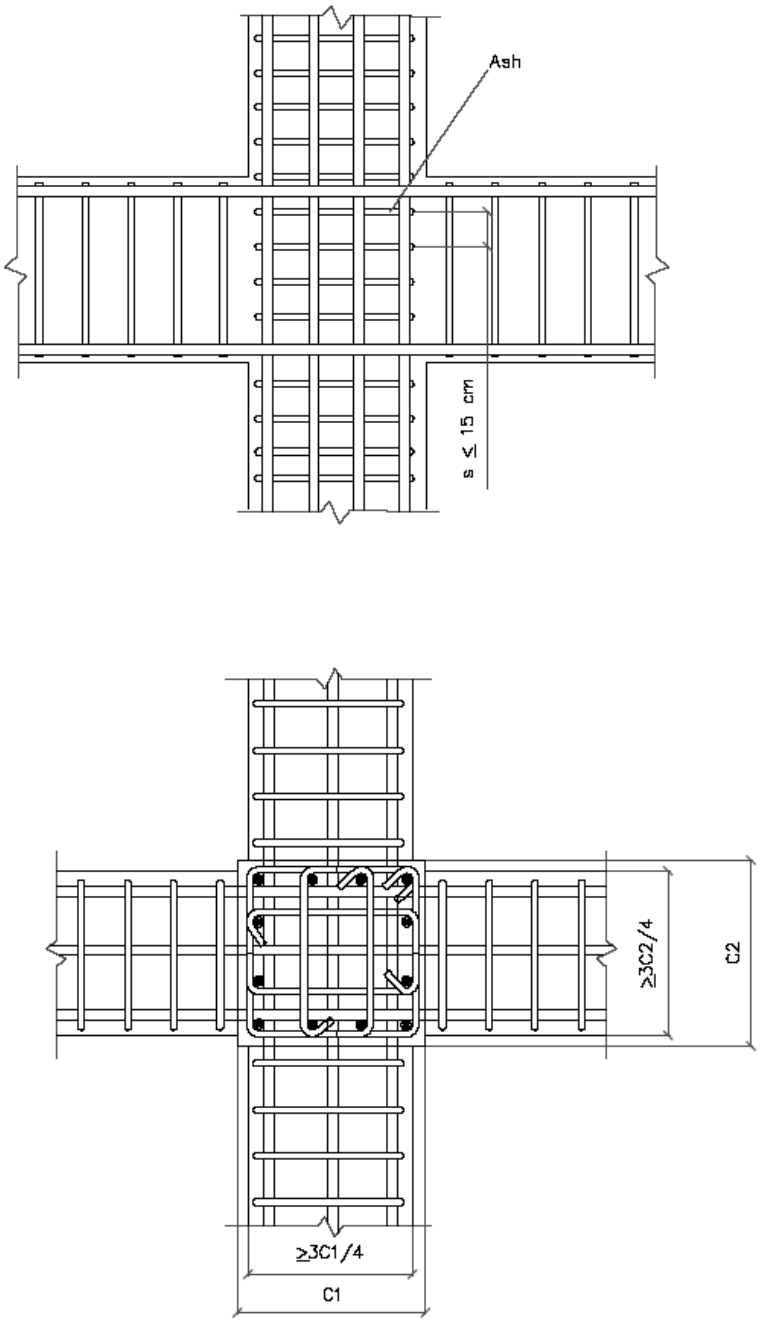


Figura 13.7 Disposición de armaduras transversales en nudos con toda la armadura de la viga dentro del núcleo confinado

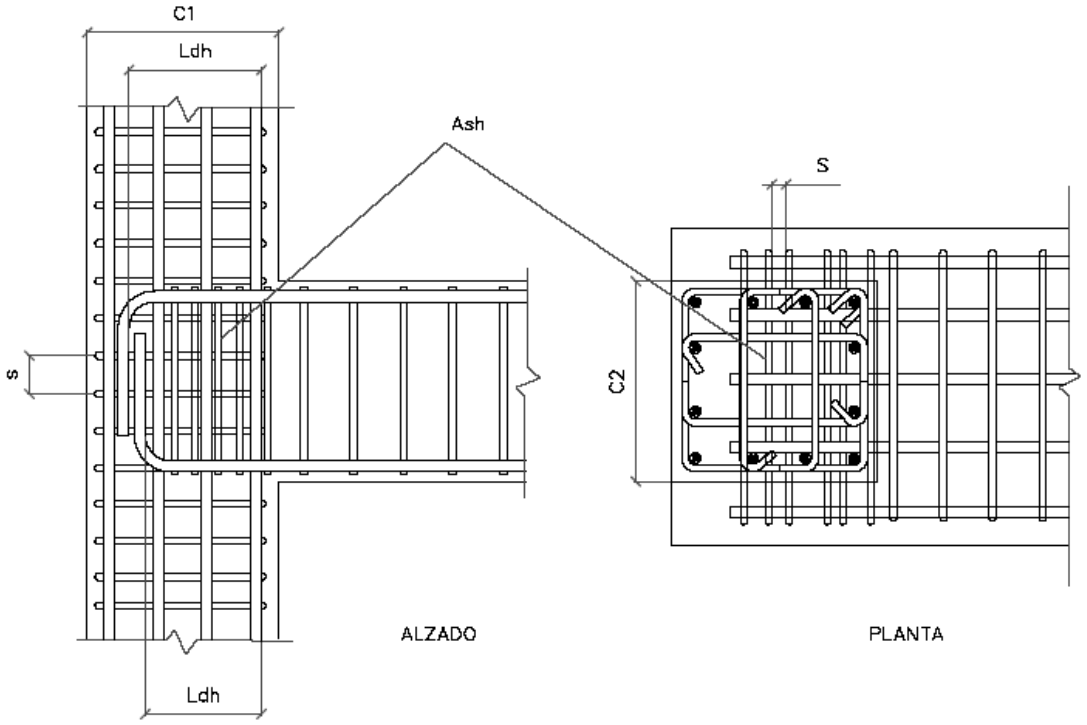


Figura 13.8 Disposición de armaduras transversales en nudos con algunas barras de la viga fuera del núcleo confinado

Cuando en el nudo se terminen barras longitudinales éstas terminarán preferiblemente con un gancho a 90º dentro del núcleo confinado. La longitud de desarrollo de la barra con gancho no será menor que 8 veces el diámetro de la barra, 15 cm ó:

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{17\sqrt{f'_c}} \qquad (13.7)$$

Si la barra termina recta, la longitud de desarrollo será 2.5 veces l_{dh} en las barras inferiores y 3.5 veces l_{dh} en las barras superiores. Toda porción de la barra recta que no se encuentre dentro del núcleo confinado se aumentará en un factor adicional de 1.6.

Las fuerzas que actúan en el nudo se calcularán como se indica en 13.4.3.

La comprobación de la resistencia del nudo se puede hacer referida a una fuerza cortante horizontal en el área A_j definida en la Fig. 13.9.

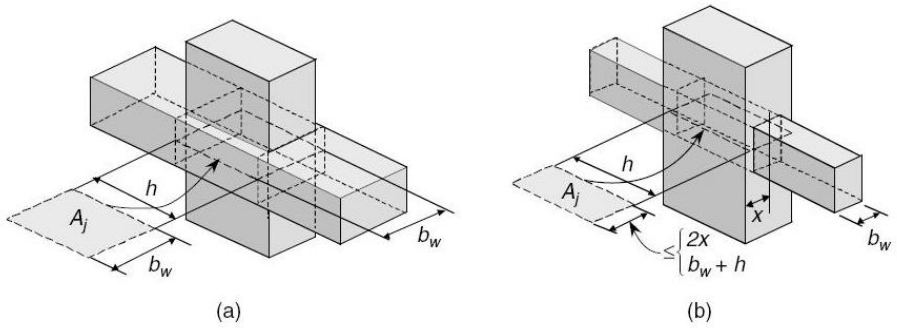


Figura 13.9 Área de referencia para la fuerza cortante del nudo

La resistencia nominal a cortante del nudo se determinará como sigue:

- Nudos con elementos en las cuatro caras: $V_n = 5.2\sqrt{f'_c}A_j$
- Nudos con elementos en tres caras o en dos caras opuestas: $V_n = 3.9\sqrt{f'_c}A_j$
- Resto de los casos: $V_n = 3.1\sqrt{f'_c}A_j$

El coeficiente de reducción de resistencia a cortante del nudo será ϕ=0.85.

13.6 Detalles mínimos para muros de concreto de ductilidad alta

En este apartado se definen los requisitos mínimos que deben satisfacer los muros de concreto armado que forman parte del sistema primario.

Los muros tendrán armadura vertical y horizontal distribuida en el alma con una cuantía mínima de 0.0025 en cada dirección. Si la fuerza cortante última (V_u) es menor que

$0.26\sqrt{f'_c}A_{cv}$ se permite reducir la armadura vertical a 0.0015 y la armadura horizontal a 0.002. Donde A_{cv} es el área bruta del muro definida como el producto de b_w y la longitud del muro.

Si la fuerza cortante última (V_u) es mayor que $0.53\sqrt{f'_c}A_{cv}$ se deberán disponer dos capas de armadura vertical y transversal, una en cada cara del muro.

La separación de las armaduras no será mayor que 45 cm.

El cortante último de diseño se debe obtener mediante un análisis estructural con cargas factorizadas y considerando todas las cargas consistentes con el sismo. Si se prevé que el muro puede desarrollar una rótula plástica el cortante último de cálculo no será menor que el definido en 13.4.1.

Si el cortante último de diseño es menor que el que produciría rótula plástica del muro, el coeficiente de reducción de resistencia del muro no será mayor que ϕ=0.60.

La resistencia nominal a cortante del muro se calculará como:

$$V_n = A_{cv}\left(0.26\alpha_c\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \qquad (13.8)$$

con $\frac{1}{4} \leq \alpha_c = \frac{1}{4} - \frac{1}{6}\left(\frac{h_w}{l_w} - 1.5\right) \leq \frac{1}{6}$

donde h_w y l_w son la altura y longitud del muro respectivamente. ρ_t es la cuantía de armadura transversal del muro.

Si $h_w \leq 2\ l_w$ la cuantía de armadura longitudinal del muro no será menor que la transversal.

Si el muro está particionado con aberturas, la resistencia a cortante individual de cada pilar vertical no será mayor que $2.6A_{cv}\sqrt{f'_c}$. La suma de resistencias del conjunto de pilares verticales no se tomará mayor que (13.8) ni $2.1A_{cv}\sqrt{f'_c}$.

En los elementos verticales que trabajan como voladizos verticales se dispondrán elementos de borde especiales para confinar los extremos del muro siempre que el eje neutro, considerando la fuerza axial consistente, esté localizado a una distancia del borde mayor que:

$$c \geq \frac{l_w}{600\frac{\delta_u}{h_w}} \qquad (13.9)$$

Donde l_w es la longitud del muro y el término h_w es la altura del muro y δ_u es el desplazamiento superior del muro en situación sísmica calculado como se indica en esta normativa. El cociente $\frac{\delta_u}{h_w}$ no se tomará menor que 0.007. En este caso, la armadura del elemento de borde se extenderá en sentido vertical una distancia superior a l_w ó $M_u/4V_u$.

Alternativamente, se dispondrán elementos de borde especiales siempre que el esfuerzo de compresión extremo en los muros durante la situación sísmica exceda 0.2 f'_c . En este caso, la armadura del elemento de borde se extenderá en sentido vertical al menos hasta el punto en que el esfuerzo máximo de compresión sea 0.15 f'_c. Estos esfuerzos de compresión se calcularán utilizando la teoría elástica y el área e inercia brutas de la sección.

Los elementos de borde deben cumplir los siguientes requisitos:

- Se extenderán horizontalmente desde el extremo una distancia no menor que c-0.1 l_w ni c/2 e incluirán al menos 30 cm del ancho eficaz en muros con alas.
- La armadura se extenderá en sentido vertical
- Se dispondrá armadura transversal de confinamiento de acuerdo a las zonas críticas definidas en 13.5.2 y está penetrará al menos 30 cm en las fundaciones.
- La armadura horizontal del muro debe estar anclada dentro del elemento de borde mediante ganchos a 90º o mediante barras dobladas en U.

Las vigas de acoplamiento en las particiones son regiones D y se diseñan, en general, con el método de bielas y tirantes. Se podrán diseñar como vigas si la longitud libre del elemento es mayor a 4 veces su canto. En caso contrario, se diseñarán con el método de bielas y tirantes considerando esquema de bielas y tirantes inclinados que transmitan directamente la fuerza cortante de un extremo al otro, ver Fig. 13.10.

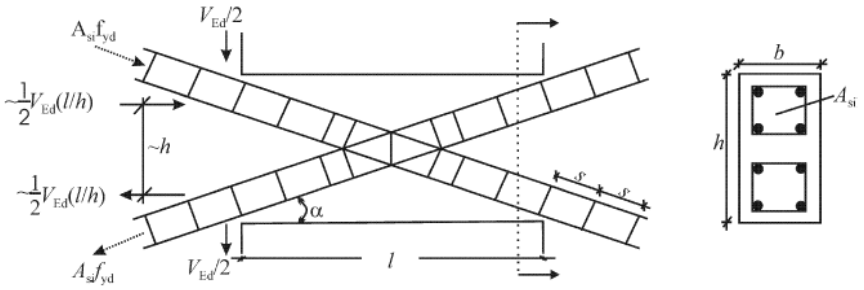


Figura 13.10 Esquema de bielas y tirantes en viga de acoplamiento (las armaduras verticales y horizontales no se muestran)

Las bielas y los tirantes deberán estar confinados de acuerdo a los criterios de secciones críticas definidos en 13.5.2.

La resistencia nominal a cortante se determinará como:

$$V_n = 2A_{sl}\, f_{yd}\, sen\,\alpha \leq 2.6\sqrt{f'_c}\,A_{cw} \qquad (13.9)$$

13.7 Consideraciones para diafragmas de piso

Este apartado define los requisitos mínimos que deben satisfacer los diafragmas de piso que reparten las fuerzas sísmicas entre los elementos del sistema principal.

El espesor de los diafragmas hormigonados in-situ será al menos de 5 cm.

Los diafragmas tendrán una cuantía mínima en cada dirección de al menos 0.002 y con una separación no mayor a 45 cm.

Los diafragmas de piso estarán convenientemente conectados horizontalmente a los elementos del sistema primario con armadura pasante capaz de absorber el rasante que se genera en estos elementos. La armadura pasante se calculará mediante el método de cortante-fricción.

Las fuerzas sísmicas que debe resistir el diafragma se obtendrán de un análisis estructural en el que las fuerzas sísmicas horizontales se reparten de acuerdo a la distribución de masas del piso y el diafragma se apoya en los elementos primarios. La reacción de cada elemento primario será la fuerza sísmica actuante en dicho elemento con sentido contrario.

La resistencia del diafragma se comprobará mediante el método de bielas y tirantes considerando la forma real del diafragma y las aberturas existentes. Las bielas tendrán armadura de confinamiento para zonas críticas de acuerdo a 13.5.2 si el esfuerzo de compresión es superior a 0.2 f'_c.

En todo caso, el cortante último de diseño del diafragma no podrá ser mayor que:

$$V_n = A_{cv}\left(0.26\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y\right) \leq 2\sqrt{f'_c}A_{cv} \qquad (13.10)$$

13.8 Sistema secundario

En este apartado se definen los requisitos mínimos que deben satisfacer los elementos estructurales que no forman parte del sistema resistente a cargas sísmicas. Estos elementos forman parte del sistema estructural para otros tipos de cargas, como por ejemplo, las gravitatorias.

Los elementos secundarios no deben satisfacer los criterios especiales de detallado definidos de 13.5 a 13.7, no obstante, serán diseñados de acuerdo al criterio de diseño por capacidad para soportar las cargas gravitarías consistentes durante el sismo considerando los desplazamientos máximos producidos y los efectos de segundo orden. Se tendrán en cuenta los desplazamientos debidos a la carga sísmica y la carga gravitatoria consistente.

Las armaduras transversales cumplirán los requisitos de zonas no críticas definidos en 13.5.1, para elementos con fuerza axial no mayor que 0.1 A_c f'_c, y los definidos en 13.5.2, para elementos con fuerza axial mayor que 0.1 A_c f'_c.

13.9 Detalles mínimos para pórticos de concreto con ductilidad moderada

En este apartado se definen los requisitos mínimos que deben satisfacer los elementos del sistema primario en pórticos de concreto con ductilidad moderada.

13.9.1 Elementos a flexión

Este apartado se refiere a los elementos cuya longitud libre es mayor a 4 veces su canto en que la fuerza axial cumple la ec. (13.5).

El cortante último de cálculo en los elementos vigas se determinará a partir de un análisis estructural considerando las cargas factorizadas pero no será menor que lo establecido en el apartado 13.4.1.

Las armaduras longitudinales deben satisfacer los siguientes requisitos:

- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no será menor que 1/3 la resistencia a momento negativo en esa misma cara.
- La resistencia a momentos positivos o negativos en ningún punto del elemento será menor que 1/5 del momento máximo producido en los extremos de la viga.

La armadura transversal debe satisfacer los siguientes requisitos:

- Se dispondrán armaduras transversales en ambos extremos del elemento, en una longitud no menor a 2h desde la cara del mismo.
- La separación de dicha armadura transversal no debe ser mayor que d/4, 8 veces el diámetro de la mayor armadura longitudinal, 24 veces el diámetro del estribo ó 30 cm.

13.9.2 Elementos a flexión y fuerza axial

Este apartado se refiere a los elementos cuya longitud libre es mayor a 4 veces su canto en que la fuerza axial cumple la ec. (13.7).

El cortante último de cálculo en los elementos vigas se determinará a partir de un análisis estructural considerando las cargas factorizadas pero no será menor que lo establecido en el apartado 13.4.1.

La armadura transversal debe satisfacer los siguientes requisitos:

- Se dispondrán armaduras transversales o un zuncho espiral en ambos extremos del elemento, en una longitud, medida desde la cara del mismo, no menor que 1/6 veces la longitud libre del elemento, la dimensión mayor del elemento o 45 cm.
- La separación de dicha armadura transversal no debe ser mayor, 8 veces el diámetro de la mayor armadura longitudinal, 24 veces el diámetro del estribo, ½ la menor dimensión de la sección ó 30 cm.

14. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA DISEÑO Y DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

14.1. Códigos Aplicables

Para estructuras de acero se deberán cumplir los requisitos establecidos en:

- Reglamento para análisis y diseño de estructuras de acero - DGRS-2006

Para los aspectos en los cuales el "Reglamento para Análisis y Diseño de Estructuras de Acero" DGRS-2006 no establezca ningún requisito especifico, se adoptaran las recomendaciones establecidas en:

- ANSI/AISC 341 – Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

Siempre y cuando no existan contradicciones con el Reglamento para análisis y diseño de estructuras de acero - DGRS-2006.

15. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA DISEÑO Y DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

15.1. Códigos Aplicables

Para estructuras de mampostería se deberán cumplir los requisitos establecidos en:

- Reglamento para análisis y diseño de estructuras de mampostería" DGRS-2006

Para los aspectos en los cuales el "Reglamento para Análisis y Diseño de Estructuras de Mampostería" DGRS-2006 no ofrezca ninguna guianza, se adoptaran las recomendaciones establecidas en:

- ACI-530 – Building Code Requirements for Masonry Structures

Siempre y cuando no existan contracciones con el Reglamento para análisis y diseño de estructuras de mampostería" DGRS-2006.

16. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA DISEÑO Y DETALLADO DE ESTRUCTURAS DE PREFABRICADAS DE CONCRETO

16.1 Alcance

Este capítulo define los criterios específicos para el diseño sísmico y detallado de estructuras prefabricadas de concreto. Los requerimientos aquí indicados son complementarios a los definidos en el capítulo 13 referentes a los elementos de concreto in-situ. Las estructuras serán diseñadas mediante métodos que incluyan verificaciones de su comportamiento en rotura teniendo en cuenta las combinaciones de cargas con factores de mayoración establecidas en la sección 6.2 y factores de reducción de resistencias de forma que se garantice la seguridad con un nivel de fiabilidad establecido. Hasta que no se defina una normativa dominicana específica para el diseño de estructuras de concreto, las normas de referencia será el ACI-318 y el ACI-550 en sus versiones más recientes. El uso de otras normativas de características y niveles de fiabilidad similares deberá ser aprobado por el MOPC.

16.2 Definiciones

Conexión:

> Región de unión entre dos o más elementos prefabricados o entre elemento prefabricado y la fundación. En general la conexión puede ser dúctil o fuerte. Una conexión dúctil puede plastificar durante la acción del sismo y es capaz de disipar energía. Una conexión fuerte debe permanecer en rango elástico durante el sismo mientras los elementos adyacentes plastifican.

16.3 Requisitos generales

Los elementos de concreto prefabricado deben satisfacer los requisitos generales definidos en 13.3 en cuanto a las características de los materiales y los empalmes de las armaduras.

En general, las disposiciones aquí establecidas están dirigidas a conseguir una estructura prefabricada con similar desempeño sísmico que una estructura monolítica de concreto in-situ.

Pueden permitirse disposiciones diferentes a las aquí indicadas, asociadas a sistemas de prefabricación específicos, si se demuestra mediante experimentación que el sistema estructural resultante tiene un desempeño igual o superior al de la estructura monolítica equivalente. La campaña experimental llevada a cabo debe identificar los mecanismos resistentes para transmitir cargas gravitatorias y laterales así como los modos de rotura y de disipación de energía, si es el caso. El uso del sistema estará condicionado a la aprobación por el MOPC.

El uso de sistemas que no emulen el comportamiento monolítico de forma expresa deberá justificar de forma experimental y analítica que la estructura se mantiene estable durante la solicitación sísmica así como la elección de los coeficientes de comportamiento (Rd) y de desplazamientos (Cd). El uso del sistema estará condicionado a la aprobación por el MOPC.

16.4 Detalles mínimos para pórticos prefabricados de concreto armado de alta ductilidad

16.4.1 Elementos estructurales

Los elementos estructurales sometidos a flexión deben satisfacer los requisitos definidos en la sección 13.5.1 entre las conexiones.

Los elementos estructurales sometidos a flexión y fuerza axial deben satisfacer entre las conexiones los requisitos definidos en la sección 13.5.2.

16.4.2 Conexiones dúctiles

Se debe evitar el modo de rotura por cortante en las conexiones dúctiles. Para ello, deben ser diseñadas para resistir un cortante mínimo de 2 V_u, donde V_u se obtendrá mediante un análisis estructural basado con las cargas factorizadas y no será menor que el que resulta de aplicar el criterio de diseño por capacidad definido en 13.4.1.

Si la conexión dúctil utiliza empalmes mecánicos, éstos se deben realizar a una distancia no menor que *h/2* de la cara del nudo.

16.4.3 Conexiones fuertes

Las solicitaciones de diseño S_u de las conexiones fuertes deben obtenerse a partir de los criterios de diseño por capacidad definidos en el apartado 13.4 bajo el supuesto de formación de rótulas plásticas de los elementos adyacentes incluyendo el factor de sobrerresistencia apropiado. La resistencia de la conexión no será tampoco menor que la solicitación calculada a partir de un análisis estructural basado en cargas mayoradas.

La armadura longitudinal principal debe atravesar de forma continua la conexión y se prolongar a ambos lados de la conexión para tener longitud de desarrollo suficiente.

En conexiones columna-columna la resistencia de la conexión debe satisfacer la condición:

$$\phi S_n \geq 1.4\, S_u \qquad (16.1)$$

En conexiones columna-columna ϕM_n en la conexión no debe ser menor que 1.25 M_n de la columna del piso. La resistencia a cortante de la conexión se debe obtener mediante criterios por capacidad como se define en 13.4.1.

16.5 Detalles mínimos para muros prefabricados de concreto

En este apartado se definen los requisitos que deben satisfacer los muros de concreto prefabricado que forman parte del sistema primario que soporta las cargas sísmicas.

Los elementos de muros prefabricados de concreto deben satisfacer entre las conexiones los requisitos definidos en 13.6.

Las conexiones entre elementos prefabricados o entre elementos y la fundación será preferiblemente de tipo fuerte.

En general, las fuerzas de diseño no serán menores que las obtenidas por un análisis elástico con cargas factorizadas ni las obtenidas en base a criterios de capacidad.

En conexiones dúctiles la plastificación estará restringida a los elementos metálicos o armaduras.

En los elementos de la conexión diseñados para mantener en rango elástico deben diseñarse con un factor de sobre resistencia de 1.5.

Si se utilizan empalmes mecánicos, la resistencia probable del empalme será capaz de desarrollar al menos 1.5 veces la resistencia a la fluencia de las barras unidas.

16.6 Diafragmas de piso

En este apartado define los requisitos que deben satisfacer los sistemas de piso prefabricados que reparten las cargas sísmicas entre los elementos del sistema principal.

Cuando el diafragma se materialice mediante una capa superior de concreto in-situ (*"topping"*), el espesor de la capa de concreto será de al menos 7 cm y cumplirá los requisitos definidos en 13.7 en cuanto a las armaduras y la conexión al resto de elementos del sistema así como a la verificación de su capacidad resistente.

17. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA FUNDACIONES

17.1. Interacción Suelo-Fundación-Estructura

17.1.1. Criterios Generales

Se denomina análisis de interacción suelo-fundación-estructura al análisis donde se toma en cuenta el efecto en la edificación de la flexibilidad de la fundación y de la interface entre la fundación y el suelo. En este capítulo solo se consideran los efectos de interacción para sistemas de fundación directo, es decir, zapatas y plateas. Para sistemas de fundación profundos, tales como pilotes u otros, se deberá consultar con el ingeniero geotécnico del proyecto para establecer criterios específicos para cada proyecto.

Cuando se decida incluir la interacción suelo-fundación-estructura, se seguirán los métodos indicados en este capítulo. En suelos tipo E o F será obligatorio tomar en cuenta la interacción suelo-fundación-estructura. En general se permitirán dos métodos de análisis, el método explicito y el estático equivalente. El análisis explicito consiste en modificar el modelo de base fija e incluir resortes verticales y rotaciones en la base de los elementos verticales de soporte (columnas y muros) o en las fundaciones, dependiendo si la fundación se puede considerar rígida o no. La sección 12.7.2 ofrece recomendaciones relativas a cuando se debe considerar una zapata rígida o no. La sección 12.7.3 establece los criterios para el análisis explicito.

Si el análisis de las demandas sísmicas se realiza mediante el método de cargas laterales estáticas equivalentes, y se desea tomar en cuenta los efectos de interacción suelo estructura, se seguirán las recomendaciones de la sección 12.7.4.

17.1.2. Clasificación según Rigidez Relativa

Las zapatas o plateas se clasificaran como rígidas si se cumple la siguiente relación:

$$\lambda L < 0.80$$

De lo contrario se clasificaran como flexibles. L es la distancia entre puntos de inflexión de la losa de fundación. En ausencia de un análisis más exacto, se permitirá tomar a L como la

máxima distancia entre columnas en la dirección de análisis para zapatas continuas y plateas, o como la dimensión de la zapata en la dirección de análisis para zapatas aisladas. El factor de rigidez λ se calculara según la expresión

$$\lambda = \left(\frac{k_s B}{4EI_g} \right)^{0.25}$$

Donde k_s es el modulo de reacción de suelo (coeficiente de balastro), B es el ancho efectivo de la zapata en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. Para zapatas aisladas y continuas se permitirá tomar B como la dimensión perpendicular al análisis (ancho real). En plateas se permitirá tomar a B como la distancia entre los centros de vanos adyacentes. E es el modulo elástico e I_g es la inercia bruta de la sección transversal de la zapatas.

Si a partir del valor de λ, la zapata se puede considerar como rígida. En este caso se permitirá modelar la interacción suelo estructura como resortes en la base de las columnas o muros. De lo contrario es necesario incorporar la flexibilidad de la fundación al modelo de una manera explícita.

17.1.3. Método Explicito

Cuando sea necesario, basado en la sección 12.7.2, modelar los efectos de interacción suelo-fundación-estructura explícitamente se seguirán las recomendaciones de esta sección.

La flexibilidad en la interface entre la fundación y el suelo debe calcularse considerando las propiedades del suelo y la geometría de la fundación. En estos cálculos se deberá utilizar las propiedades del suelo compatibles con el nivel de deformaciones esperadas ante el sismo de diseño (SMP). Se considerara por igual, para fundaciones no rígidas, la flexibilidad de la fundación en el análisis. Si se realiza un modelo de elementos finitos para modelar la fundación, se permitirá utilizar un modelo tipo Wrinkler de resortes elásticos nodales. La rigidez de los resortes será igual al coeficiente de balastro multiplicada por el área tributaria a cada nudo. Se permitirá utilizar cualquier otro planteamiento para modelar la flexibilidad del suelo, siempre y

cuando el mismo este sustentado por métodos racionales de la mecánica de suelos y sea aprobado por las autoridades correspondientes del MOPC.

17.1.4. Análisis Estático Equivalente

Cuando se realice un análisis por medio de cargas laterales estáticas equivalentes y se desee tomar en cuenta la interacción suelo-fundación-estructura, se cumplirán los requerimientos establecidos en esta sección. Solo se permitirá utilizar los criterios en esta sección si la edificación está fundada sobre una platea de fundación o zapata rígida según se define en la sección 12.7.2. En este caso, el problema se reduce a interacción suelo-estructura.

17.1.4.1. Calculo de Cortante Basal Incluyendo Interacción Suelo-Estructura

Para estructuras con periodo fundamental mayor a T_o, el cortante basal incluyendo el efecto de interacción suelo estructura se calculara en base a la siguiente expresión

$$\overline{V}_{BS} = V_B - \Delta V$$

Donde V_B es el cortante basal calculado asumiendo base fija basado en las indicaciones de la sección 12.3.1 y ΔV esta dado por la siguiente expresión:

$$\Delta V = \left(C_B - \overline{C}_B\right)\overline{W}$$

Donde $\overline{C}_B$ es la ordenada del espectro de diseño en $\overline{T}$ y $\overline{W}$ es el peso efectivo, el cual se podrá tomar como 0.7W para edificios como masa aproximadamente uniforme e igual a W para péndulos invertidos. Para estructuras con periodo fundamental mayor a To es necesario tomar en cuenta los efectos de interacción suelo estructura utilizando el método explicito.

El periodo fundamental de la estructura tomando en cuenta la interacción suelo estructura, $\overline{T}$ esta dado por

$$\overline{T} = T\sqrt{1 + \frac{\overline{k}}{K_Y}\left(1 + \frac{K_Y \overline{h}^2}{K_\theta}\right)}$$

Donde

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left(\frac{\overline{W}}{gT^2} \right)$$

$\bar{h}$ es la altura efectiva. La misma se permitirá tomar como 0.7 veces la altura del edificio o igual a la altura de la estructura en el caso de péndulos invertidos.

17.1.5. Rigidez Plateas y Zapatas Aisladas

Si la estructura está fundada sobre una platea y no hay restricción lateral provista por muros de contención en contacto con el talud de suelo, las rigideces K_Y y K_θ se tomaran según se indica a continuación:

$$K_V = \frac{4G_e R_a}{1-\nu}$$

$$K_\theta = \frac{8G_e R_m^3}{3(1-\nu)}$$

Donde

$$R_a = \sqrt{\frac{A_o}{\pi}}$$

$$R_m = \left(\frac{4I_o}{\pi} \right)^{0.25}$$

Donde ν es el coeficiente de Poisson del suelo, A_o es el área de la platea en planta, I_o es el momento de inercia de la figura que forma la platea en el terreno con relación al eje centroidal de la misma y perpendicular a la dirección de análisis.

G_e es el modulo de cortante efectivo. El valor de G_e a utilizarse en el análisis es aquel que represente la rigidez del suelo bajo las deformaciones máximas esperadas durante el sismo de diseño. En ausencia de una análisis más detallado, se permitirá utilizar un valor de

$$G_e = \frac{\gamma V_s^2}{2g}$$

Donde γ es el peso unitario del suelo, V_s es la velocidad de onda de corte del material (ver Tabla 9.2) y g es la aceleración de la gravedad en unidades consistentes.

17.1.6. Rigidez de Conjunto de Zapatas Arriostradas

Para el cálculo de la rigidez en conjunto de un grupo de zapatas amarradas mediante una viga de arriostramiento suficientemente rígida, se permitirá el uso de las siguientes expresiones para la rigidez vertical y cabeceo alrededor de x y y respectivamente:

$$K_{VG} = \sum_{j=1}^{n_z} k_j$$

$$K_{\theta X} = \sum_{j=1}^{n_z} k_j y^2 + k_{\theta X,j}$$

$$K_{\theta Y} = \sum_{j=1}^{n_z} k_j x^2 + k_{\theta Y,j}$$

Donde n_z es el numero de zapatas, k_j es la rigidez vertical de la zapata j, $k_{\theta X,j}$ es la rigidez al cabeceo de la zapata j alrededor del eje x local, $k_{\theta Y,j}$ es la rigidez al cabeceo de la zapata j alrededor del eje y local. Se asume que el eje x y y local son paralelos a los ejes X y Y globales de la estructura.

17.1.7. Rigidez Fundaciones Enterradas

Cuando las condiciones de apoyo en las paredes laterales de sótano de un edificio son tales que se anticipa una restricción al cabeceo, las rigidez de las fundaciones podrán modificarse para tomar en cuenta tales efectos. Se recomienda utilizar las siguientes expresiones

$$K_{VE} = \frac{4G_e R_a}{1-\nu}\left[1+\frac{2}{3}\left(\frac{H_f}{R_a}\right)\right] = K_V\left[1+\frac{2}{3}\left(\frac{H_f}{R_a}\right)\right]$$

$$K_{\theta E} = \frac{8G_e R_m^3}{3(1-\nu)}\left[1+2\left(\frac{H_f}{R_m}\right)\right] = K_\theta\left[1+2\left(\frac{H_f}{R_m}\right)\right]$$

Donde H_f es la profundidad de empotramiento efectiva. Esto equivale a la profundidad de enterramiento que produciría la misma restricción lateral que se anticipa en la situación real si el contacto entre el suelo y las paredes fuera 100%. Se recomienda utilizar 0.7(H_f) a menos que se realice un cálculo más refinado y justificado racionalmente. Donde H_f es la profundidad real de enterramiento.

Para el caso de edificios enterrados, fundados sobre zapatas aisladas adecuadamente arriostradas y con muros laterales en contacto con el talud, se podrán utilizaran las expresiones anteriores pero sustituyendo K_v por K_{vG} en la ecuación por $K_{\theta X}$ o $K_{\theta Y}$ según sea el caso.

17.1.8. Metodologías Alternativas

Para el análisis de interacción suelo-fundación-estructura se permitirán otras formulaciones siempre y cuando las mismas estén sustentadas por métodos racionales y aprobados por el MOPC.

17.2 Amarres entre Zapatas Aisladas

Las fundaciones con zapatas aisladas localizadas en terrenos tipo E o F deberán conectarse por vigas de amarre u cualquier otro mecanismo para prevenir los desplazamientos relativos entre las mismas. Estas vigas de amarre (u cualquier otro mecanismo) deberán ser capaces de resistir una fuerza axial de tracción o compresión igual a un 25% de la fuerza axial en la columna mas cargada de las dos unidas por la viga. Las edificaciones separadas por juntas pueden estar fundadas en una zapata común.

18. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

18.1. Alcance

En este capítulo se establecen criterios mínimos de análisis y diseño para elementos y componentes no estructurales que están sujetos permanentemente a la estructura, y para los soportes y sujeciones de los mismos.

Los requerimientos establecidos en este capítulo son aplicables a elementos o componentes no estructurales cuyo peso sea menor al 25% del peso de la estructura que los soporta. De lo contrario, los mismos se deberán analizar y diseñar tomando en cuenta explícitamente la interacción con la estructura de soporte utilizando los procedimientos de análisis modal o de historia de tiempo.

18.2. Requerimientos Generales

18.2.1. Factor de Importancia

Los componentes no estructurales cuyo funcionamiento sea imprescindible después de un evento sismico, o que contengan materiales peligrosos serán diseñados amplificando los valores base del diseño en un factor de importancia igual a 1.50. En esta categoría están incluidos, pero no limitado a sistemas de protección contra incendios y sistemas esenciales para el cuidado de pacientes en hospitales. Para todos los demás elementos, el factor de importancia se tomará igual a 1.00.

18.2.2. Prevención de fallas progresivas

La interrelación funcional y física entre los elementos no estructurales y sus conexiones y soportes debe ser tomada en cuenta de manera que se garantice que el fallo de un elemento no estructural, (esencial o no esencial) no provoque el fallo de otros elementos no estructurales esenciales.

18.2.3. Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de los elementos y componentes no estructurales, incluyendo las conexiones de los mismos al sistema estructural, se determinara a partir de ensayos y pruebas basadas en procedimientos estandarizados y aceptables. Se aceptaran como válidas especificaciones provistas por el fabricante siempre y cuando las mismas sean aprobadas por el MOPC.

18.2.4. Documentación

Siempre que el diseño de elementos no estructurales sea requerido, las memorias de tal diseño deben estar contenidas en los documentos de construcción y ser accesibles a todos los agentes que tengan intervención en la construcción y mantenimiento de dichos elementos.

18.3. Demanda Sísmica

En esta sección se establecen los niveles de fuerza que se aplicaran en el análisis y diseño de elementos y componentes no estructurales.

18.3.1. Fuerza sísmica de diseño

La fuerza horizontal sísmica de diseño será aplicada en el centro de gravedad del elemento y distribuida en función a la distribución de masas del elemento. Esta fuerza se determinara mediante la expresión:

$$F_p = \frac{0.4 a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)}\left(1 + 2\frac{z}{h}\right) \qquad 1.6 S_{DS} I_p W_p \geq F_p \geq 0.3 S_{DS} I_p W_p$$

Donde:

F_p = fuerza sísmica de diseño

S_{DS} = aceleración espectral de periodo corto dada en el capítulo 10.

a_p = factor de amplificación del elemento o componente no estructural según Tabla 18.1

I_p = factor de importancia del elemento según sección 18.2.1

W_p = peso operativo del elemento

R_p = factor de modificación de respuesta según Tabla 18.1

z = altura del punto de sujeción relativo a la base de la estructura.

h = altura promedio del techo relativa a la base de la estructura.

La fuerza F_p debe ser aplicada en 2 direcciones ortogonales combinadas con las cargas de servicio propias del elemento.

En caso de que las cargas no sísmicas actuantes en el elemento superen el valor de F_p, dichas cargas gobernaran el diseño, pero se cumplirán los requerimientos y limitaciones del presente capitulo.

18.3.2. Desplazamiento sísmico relativo

Los efectos del desplazamiento sísmico relativo (D_p) deberán ser considerados en combinación con los desplazamientos causados por otras cargas. El desplazamiento relativo sísmico se determinara según se establece en esta sección dependiendo si el elemento o componente no estructural está en una misma estructura o si el mismo se extiende sobre dos estructuras separadas entre si.

Desplazamiento dentro de una misma estructura. El desplazamiento D_p, entre 2 puntos localizados a alturas h_i y h_j será:

$$D_p = \delta_{A,i} - \delta_{A,j}$$

Desplazamiento entre estructuras diferentes. El desplazamiento entre 2 puntos conectados en diferentes estructuras (A y B) y a alturas h_i y h_j será determinado por

$$D_p = \left|\delta_{A,i}\right| + \left|\delta_{B,j}\right|$$

Donde:

D_p = desplazamiento sísmico relativo que el elemento debe tolerar.

$\delta_{A,i}$ = deformación de la estructura A a la altura h_i, determinado mediante un análisis estructural elástico según la sección 12.3.7

$\delta_{A,j}$ = deformación de la estructura A a la altura h_j, determinado mediante un análisis estructural elástico según la sección 12.3.7

$\delta_{B,j}$ = deformación de la estructura B a la altura h_j, determinado mediante un análisis estructural elástico según la sección 12.3.7

h_i = altura a la cual la conexión superior está sujeta

h_j = altura a la cual la conexión inferior está sujeta

18.4. Anclaje de Elementos No Estructurales

Los elementos no estructurales y sus soportes se sujetaran a la estructura de manera que cumplan con los requerimientos de este capítulo. Las conexiones pueden ser atornilladas, soldadas, etc, sin tomar en cuenta la resistencia fraccional producida por la acción de la gravedad y se dispondrá de un mecanismo de transmisión continua de las cargas entre los elementos y componentes no estructurales y su estructura de soporte.

18.4.1. Fuerza de diseño

La fuerza de diseño en la sujeción se determinara con base en las fuerzas y desplazamientos establecidos en 18.3.1 y 18.3.2

18.4.2. Anclaje a Concreto o Mampostería

Los anclajes empotrados en concreto o mampostería se proporcionaran para transmitir una fuerza resultante correspondiente al menor de los valores siguientes:

a) 1.3 veces la fuerza inducidas en el elemento y sus soportes por las cargas sísmicas prescritas en 18.3.1
b) La máxima fuerza que pueda ser transmitida al anclaje por el elemento y sus soportes

El valor de R_p usado en 18.3.1 para determinar las fuerzas en las partes conectadas no será mayor de 1.5 a menos que:

a) El anclaje sea diseñado en relación a la resistencia de un elemento dúctil de acero, o
b) El diseño de un anclaje post instalado en concreto sea precalificado para aplicaciones sísmicas.

18.5. Elementos y Componentes Arquitectónicas

Los elementos arquitectónicos, sus soportes y anclajes deberán satisfacer los requisitos establecidos en esta sección.

Todos los elementos arquitectónicos serán diseñados para resistir las fuerzas sísmicas establecidas en la sección 18.3.1 y los desplazamientos sísmicos relativos, establecidos en la sección 18.3.2.

18.5.1. Muros Exteriores

Las paredes no estructurales, exteriores e interiores, conectadas a elementos estructurales o que actúan como cerramiento de la estructura serán diseñadas para acomodar el desplazamiento sísmico relativo y los desplazamientos inducidos por cambios de temperatura. Tales elementos deben ser sujetados a la estructura mediante mecanismos que cumplan los siguientes requerimientos.

a) Las conexiones y las juntas de paneles deben permitir la deriva de piso causada por el desplazamiento sísmico relativo (D_p) y como mínimo 125 mm.
b) Las conexiones que deban permitir el movimiento en el plano del panel causado por la deriva de piso deberán ser del tipo deslizante.

c) El elemento mismo debe tener suficiente ductilidad y capacidad de rotación para prevenir la fractura del concreto o fallas frágiles en la soldadura.

d) Los sujetadores en el sistema de conexión se diseñaran para la fuerza F_p, determinada en la sección 18.3.1 con valores de R_p y a_p tomados de la Tabla 18.1.

18.5.2. Muros Exteriores de Vidrio

Las cortinas y frontones de vidrio serán diseñados según 18.5.5

18.5.3. Plafones Suspendidos

En el peso de los plafones se incluirán todos los elementos constitutivos del plafón y otros que están unidos al mismo. Dicho peso no será menor de 5 kg/m^2. La carga sísmica F_p debe ser transmitida a través de las uniones del plafón a los elementos estructurales del edificio.

Los plafones suspendidos con diseño sísmico deben ser diseñados e instalados de acuerdo con ASTM C635, ASTM C636, y la CISCA con las modificaciones que se indican a continuación:

1. Un sistema de soporte de barras T deberá ser usado.
2. El ancho del angular de cierre perimetral no debe ser menor de 50mm. En cada dirección horizontal ortogonal, un extremo de la malla del techo debe estar unida al angular de cierre. El otro extremo en cada dirección horizontal debe tener 20 mm de la pared y debe descansar sobre esta y deslizarse libremente en un angular de cierre.
3. Para áreas de plafones que excedan 100 m^2, deberá colocarse un soporte horizontal del plafón al sistema estructural.
4. El área tributaria de los soportes horizontales debe ser aproximadamente igual.
5. Para áreas de plafones que excedan 250m^2, se colocará una junta sísmica o una partición que divida el plafón en áreas que no excedan 250 m^2. Esta previsión puede ser obviada si se demuestra mediante un análisis que el sistema de plafones puede soportar el desplazamiento lateral. En cada área se colocaran angulares de cierre y rigidizadores horizontales de acuerdo a lo planteado en el punto 3.
6. Exceptuando cuando se usen diagonales rígidos para limitar la deflexión lateral, los rociadores y otras penetraciones deben tener una adaptación 50 mm más grande a través

del plafón para permitir el movimiento libre de al menos 25 mm en todas las direcciones horizontales. Alternativamente, una junta movible que puede acomodar 25 mm de movimiento de plafón en todas las direcciones es permitida en el tope de la extensión del rociador.

7. En los cambios en la elevación, los plafones deben ser provistos de elementos diagonales rigidizadores.
8. Los cables y conductos eléctricos deben ser soportados independientemente del plafón.

Como una alternativa para proveer claros mayores alrededor de la penetración de los sistemas de rociadores a través del plafón, se permite que los sistemas de rociadores y la malla del plafón se diseñen como una unidad integral. Este diseño debe considerar la masa y flexibilidad de todos los elementos involucrados. El diseño debe ser realizado por un profesional calificado para tales fines.

18.5.4. Particiones

Las particiones conectadas a los plafones y todas aquellas con una altura mayor de 1.80m deberán ser arriostradas a la estructura del edificio, de tal manera que la deflexión horizontal en el tope de la partición sea compatible con los requerimientos de deflexión establecidos en 18.3.2.

18.5.5. Paredes de vidrio

El desplazamiento en paredes de vidrio o fachadas de vidrio o muros cortina, será el mayor de los valores 13mm ó $\Delta \geq 1.25 U D_p$

Donde:

Δ = desplazamiento sísmico relativo límite para el vidrio

D_p = desplazamiento sísmico relativo que la pared debe acomodar

U = factor de uso del edificio dado en la Tabla 7.2.

La deriva limite en el vidrio, que causa su caída, se determinara según las especificaciones del fabricante, códigos pertinentes o por análisis de ingeniería.

18.6. Elementos Mecánicos y Eléctricos

Los elementos mecánicos y eléctricos y sus soportes deben satisfacer los requerimientos de esta sección y las conexiones de estos elementos con la estructura debe cumplir con la sección 18.4, tomando los coeficientes apropiados de la Tabla 18.1. Cuando se requiera el diseño de estos elementos para tomar en cuenta el efecto sísmico, dicho análisis será de tipo dinámico y se tomara en cuenta la interacción con la estructura y con otros elementos no estructurales.

El periodo de vibración fundamental de estos elementos (T_p), se determinara mediante la expresión:

$$T_p = 2\pi\sqrt{\frac{W_p}{K_p g}}$$

Donde:

T_p = periodo de vibración fundamental

W_p = peso operativo del elemento

g = aceleración de la gravedad

K_p = Rigidez elástica del sistema de soporte

18.6.1. Componentes mecánicas

Los sistemas de ductos de aire acondicionado cumplirá los requerimientos establecidos en la sección18.6.7. Los sistemas de tuberías cumplirán los requerimientos de la sección 18.6.8. Elevadores cumplirán los requerimientos de la sección 18.6.10.

Otros sistemas mecánicos con factor de importancia mayor de 1.00 se diseñaran para fuerzas sísmicas y desplazamientos definidos en la sección 18.3.1 y 18.3.2 y cumplirán además los siguientes requerimientos:

a) Se elimina el impacto por sismo en elementos vulnerables a impacto
b) Se evaluara la posibilidad de cargas impuestas al elemento por interacción con líneas de servicio y otras utilidades unidas al elemento o por movimiento diferencial.
c) Tuberías y ductos sujetos a estructuras que puedan desplazarse relativamente una a la otra se diseñaran para acomodar el desplazamiento sísmico relativo definido en la sección 14.3.2

18.6.2. Componentes eléctricos

Los componentes eléctricos con factor de importancia I_p mayor que 1 se diseñaran para las fuerzas sísmicas y los desplazamientos definidos en las secciones 18.3.1 y 18.3.2 y además cumplirán los siguientes requerimientos adicionales:

a) Se eliminara el impacto por sismo entre elementos
b) Se tomara en cuenta las cargas impuestas por líneas y utilidades unidas al elemento
c) Las baterías en estantes estarán amarradas de manera que no se caigan de sus estantes, y los estantes deben tener suficiente capacidad para soportar la carga lateral establecida en 18.3.1.
d) Los núcleos internos de los transformadores deben estar unidos a su estructura de soporte adecuadamente
e) Equipos eléctricos, de cómputos y otros con partes deslizantes deben ser provistos de mecanismos para mantenerlos en su lugar.
f) Los gabinetes eléctricos deben satisfacer los requerimientos de códigos aceptables.
g) Los soportes de accesorios adicionales que pesen más de 50kg deben ser evaluados individualmente.

h) Conductos, soportes de cables, etc, que estén atados a estructuras que puedan sufrir desplazamientos relativos deben ser capaces de acomodar el desplazamiento sísmico relativo definido en la sección 18.3.2.

18.6.3. Soportes de elementos mecánicos y eléctricos

Soportes de elementos mecánicos y eléctricos deben ser diseñados para las fuerzas y desplazamientos inducidos por las fuerzas sísmicas establecidas en 18.3.1 y 18.3.2 en los elementos mecánicos y eléctricos.

Los soportes estandarizados o de confección propia se diseñaran para las fuerzas sísmicas y desplazamientos relativos establecidos en 18.3.1 y 18.3.2. La rigidez de los soportes será tal que permita que las cargas se transmitan sin perjudicar el funcionamiento del elemento.

Los soportes de elementos eléctricos y mecánicos cumplirán los siguientes requisitos adicionales:

a) Los soportes sísmicos serán capaces de mantener su capacidad de soporte durante y después del evento sísmico.
b) Los elementos montados en aisladores de vibración deberán poseer un mecanismo de límite de deflexión horizontal en cada dirección, y si es necesario para evitar el vuelco deberán tener mecanismo para limitar la deflexión vertical. Los aisladores serán construidos de materiales dúctiles. Se proveerá también de una capa de material absorbente de impacto entre el mecanismo de límite de deflexión y el elemento para reducir los efectos del impacto.
c) Los soportes para elementos de distribución eléctrica serán diseñados para las fuerzas y desplazamientos sísmicos indicados en las secciones 18.3.1 y 18.3.2
d) Para equipos mecánicos, las anclas mecánicas colocadas por taladrado para transmitir cargas en tensión deberán usar cemento expansivo o grout epóxico para anclarse.

18.6.4. Líneas de servicio

Las líneas de servicio que estén atadas a estructuras adyacentes o en porciones de la misma estructura susceptibles de movimiento relativo serán provistas de suficiente flexibilidad de modo que puedan asimilar los desplazamientos relativos calculados según la sección 18.3.2.

18.6.5. Sistemas de tuberías

Los sistemas de tuberías cumplirán los requerimientos de esta sección, excepto el sistema de tuberías para ascensores, las cuales cumplirán la sección 14.6.10

No se exigirán soportes sísmicos para tuberías si alguna de las condiciones siguientes se cumple.

a) Las tuberías están soportadas por colgadores de menos de 300 mm de longitud y se toman medidas para garantizar que las tuberías se reflecten como se espera.
b) Se usan tuberías de alta deformabilidad y se toman medidas para evitar el impacto con otros elementos.

18.6.6. Sistema de protección contra incendio

Deben cumplir los siguientes requerimientos:

a) El sistema de tuberías y rociadores, así como los colgadores y diagonales del mismo satisfacen las secciones 18.3.1 y 18.3.2
b) La resistencia de diseño por cargas sísmicas combinadas con otras cargas se calculara en base al 90% de la resistencia de fluencia del material, si el material es dúctil y en base al 10% de la mínima resistencia a tensión del material, si el material es no dúctiles.

18.6.7. Elevadores y escaleras

Los elevadores y escaleras y los soportes de sus equipos y controles deberán cumplir con los requerimientos de fuerzas y desplazamientos sísmicos de las secciones 18.3.1 y 18.3.2. Para elevadores que funcionen a velocidades mayores de 46 m/min se proveerán switches sísmicos,

los cuales se dispararan para una aceleración de 0.3g en cualquiera de 2 direcciones horizontales perpendiculares entre sí.

El elevador no deberá ser operado después de la activación del switch sísmico a menos que sea en un caso de fuerza mayor, en cuyo caso deberá operarse a velocidad no mayor que la velocidad de servicio y debe hacerse un recorrido de ida y vuelta para verificar que el elevador es funcional. Se requieren para los elevadores platos de retención en el carro, tanto superior como inferior, y contrapeso.

18.6.8. Otros elementos eléctricos y mecánicos

Cuando otros elementos mecánicos y eléctricos no listados anteriormente se diseñen sin seguir los lineamientos de los códigos apropiados, deberán cumplir los requerimientos de las secciones 18.4, 18.6.3, 18.6.4 y 18.6.5. Si dichos elementos contienen materiales peligrosos y que representen peligro en caso de exposición, la resistencia de diseño por cargas sísmicas combinadas con otras cargas de servicio se basara en las siguientes propiedades de los materiales.

a) Elementos mecánicos construidos con materiales dúctiles, se diseñaran para 90% de la mínima resistencia de fluencia.
b) Conexiones atornilladas en elementos construidos con materiales dúctiles se diseñaran para 70% de la mínima resistencia de fluencia.
c) Elementos mecánicos construidos de materiales no dúctiles se diseñaran para 10% de mínima resistencia en tensión.
d) Conexiones atornilladas en tuberías construidas de materiales no dúctiles se diseñaran para 8% de la mínima resistencia en tensión.

TABLA D.1 COEFICIENTES PARA ELEMENTOS ARQUITECTOCNICOS		
Elemento arquitectonico	a_p	R_p
Particiones y paredes no estructurales interiores:		
paredes de mamposteria no reforzada	1.0	1.5
otras paredes y panderetas	1.0	2.5
Elementos en voladizo [sin o con diagonales a la estructura por debajo de su centro de masas:		
parapetos y paredes interiores en voladizo	2.5	2.5
chimeneas y estantes soportados por la estructura	2.5	2.5
Elementos en voladizo [arriostrados a la estructura por encima de su centro de masas:		
parapetos	1.0	2.5
chimeneas y estantes	1.0	2.5
paredes exteriores no estructurales	1.0	2.5
Elementos de paredes exteriores no estructurales y conexiones:		
elemento de pared	1.0	2.5
cuerpo de conexion de pared	1.0	2.5
sujetadores del sistema de conexion	1.25	1.0
revestimientos de madera:		
elementos de deformabilidad limitada y sujetadores	1.0	2.5
elementos de baja deformabilidad y sujetadores	1.0	1.5
Penthouses	2.5	3.5
Plafones	1.0	2.5
Gabinetes:		
gabinetes de almacenaje y equipos de laboratorios	1.0	2.5
Pisos de acceso:		
especiales	1.0	2.5
otros	1.0	1.5
Apendices y ornamentos	2.5	2.5
Señales y pantallas	2.5	2.5
Otros elementos rigidos:		
elementos de alta deformabilidad y sujetadores	1.0	3.5
elementos de deformabilidad limitada y sujetadores	1.0	2.5
materiales de baja deformabilidad y sujetadores	1.0	1.5
Otros elementos flexibles:		
elementos de alta deformabilidad y sujetadores	2.5	3.5
elementos de deformabilidad limitada y sujetadores	2.5	2.5
materiales de baja deformabilidad y sujetadores	2.5	1.5

19. REQUERIMIENTOS PARA ESTRUCTURAS ESPECIALES

19.1. Requerimientos Generales de Análisis

En esta sección se describen algunos criterios generales y referencias básicas para el análisis y diseño de estructuras que no son de edificación. El alcance de este capítulo está limitado a las siguientes estructuras:

1. Muros de Contención
2. Tanques de Almacenamiento de Líquidos
3. Silos
4. Puentes
5. Chimeneas

19.2. Demanda Sísmica

A menos que se indique lo contrario, la demanda sísmica para las estructuras descritas anteriormente se tomara del capítulo 10. Específicamente el espectro de diseño para cualquier periodo T está definido como

$$S_{ad}(T) = \frac{U S_a(T)}{R}$$

Donde R es el factor de modificación de respuesta sísmica y esta dado por la Tabla 19.1 para estructuras diferentes a edificios. $S_a(T)$ es la ordenada del espectro elástico par cualquier periodo T y se tomara de la sección 10.1 y U es el coeficiente de uso, el cual se tomara de las Tabla 7.2.

TABLA 19.1. Factores de Modificación de Respuesta Sísmica para Estructuras (no edificaciones)

Estructura	Coeficiente de Modificación de Respuesta, R	Factor Sobresfuerzo del Sistema, Ω_o	Factor amplificación deflexiones, C_d
Tanques, recipientes, contendores y tolvas elevados:			
- Simétricamente arriostrado (no similar a edificaciones)	3	2^b	2.5
- Asimétricamente arriostrado o sin arriostramiento (no similar a edificaciones)	2	2^b	2.5
- Pedestal simple			
acero soldado	2	2^b	2
acero soldado con detalles de alta ductilidad	3	2^b	2
concreto pretensado o reforzado	2	2^b	2
concreto pretensado o reforzado con detalles de alta ductilidad	3	2^b	2
Tanques o recipientes soportados por torres estructurales similares a edificios	Usar valores acordes al tipo de estructura en las categorías de sistemas de pórticos y sistemas pórticos resistentes a momento nombrados en Tabla 11.1		
Tanques con fondo plano apoyados sobre el suelo:			
- Acero o plástico reforzado con fibras			
Anclado mecanicámente	3	2^b	2.5
Anclado propiamente	2.5	2^b	2
- Acero pretensado o reforzado:			
Base reforzada no deslizable	2	2^b	2
Base flexible anclada	3.25	2^b	2
Base flexible sin anclar y sin restricciones	1.5	1.5^b	1.5
- Todos los demas	1.5	1.5^b	1.5
Silos, pilas y chimeneas teniendo muros continuos hasta la fundación vaciados in situ	3	1.75	3
Toda otra estructura de mampostería reforzada no similar a edificios	3	2	2.5
Toda otra estructura de mampostería no reforzada no similar a edificios	1.25	2	1.5
Torres tipo chercha (independientes o atirantadas), pilas atirantadas y chimeneas	3	2	2.5
Torres de telecomunicaciones			
Chercha: Acero	3	1.5	3
Pila: Acero	1.5	1.5	1.5
Madera	1.5	1.5	1.5
Concreto	1.5	1.5	1.5

Pórtico: Acero	3	1.5	1.5
Madera	1.5	1.5	1.5
Concreto	2	1.5	1.5
Estructuras de diversión	2	2	2
Estructuras de tipo péndulo invertido (excepto tanques recipientes, contendores y tolvas elevados)	2	2	2
Señales y vallas	3.5	1.75	3
Toda estructura auto soportante, tanques o recipientes, no descrita antes	1.25	2	2.5

19.3. Procedimientos de Análisis

En general para el análisis sísmico de estructuras que no son de edificación solo se permitirán los siguientes procedimientos de análisis:

- Análisis Modal (ver sección 12.4)
- Historia de tiempo lineal (ver sección 12.5)

El procedimiento de análisis basado en cargas laterales estáticas equivalentes no está permitido, a menos que se indique lo contrario explícitamente para algún tipo de estructura.

19.4. Muros de Contención

Para análisis sísmico de muros de contención de concreto armado se deberá consultar un ingeniero geotécnico calificado que determine las demandas sísmicas en base al espectro de dado en 14.1.1. Para muros de contención menores de 5 metros de altura total (medida desde el tope de la fundación) se permitirá el uso de cargas laterales estáticas equivalentes para representar los efectos sísmicos. Para muros de mayor altura se deberán aplicar métodos que tomen en cuenta explícitamente la interacción suelo-muro.

19.5. Tanques de Almacenamiento de Líquidos

Para el análisis de estructuras de tanques de almacenamiento de líquidos se deberá tomar en cuenta el efecto dinámico del líquido almacenado y la interacción suelo estructura.

19.5.1. Tanques de concreto

Para tanques de concreto armado y pretensado se adoptaran las normativas siguientes:

- ACI-371R - Guide to the Analysis, Design, and Construction of Concrete-Pedestal Water Towers, 1998
- ACI-350.3 - Standard Practice for the Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures, 2001
- AWWA D110 - Section 15.7.7.3 - Wire- and Strand-Wound Circular Prestressed Concrete Water Tanks, 1995
- AWWA D115 - Section 15.7.7.3 - Circular Pre-stressed Concrete Tanks with Circumferential Tendons, 1995

19.5.2. Tanques de acero

Para tanques de acero se adoptaran las normativas siguientes:

- American Petroleum Institute 12B - Section 15.7.8.2 - Bolted Tanks for Storage of Production Liquids, Specification 12B, 14th edition,1995
- American Petroleum Institute 620 - Sections 15.4.1, 15.7.8.1, 15.7.13.1 - Design and Construction of Large, Welded, Low Pressure Storage Tanks, 10th edition, 2002
- American Petroleum Institute 650 - Sections 15.4.1, 15.7.8.1, 15.7.9.4 - Welded Steel Tanks for Oil Storage, 10th Edition, Addendum 4, 2005
- AWWA D100 - Sections 15.4.1, 15.7.7.1, 15.7.9.4, 15.7.10.6, 15.7.10.6.2 - Welded Steel Tanks for Water Storage, 2005
- AWWA D103 - Sections 15.4.1, 15.7.7.2, 15.7.9.5 - Factory-Coated Bolted Steel Tanks for Water Storage, 1997

19.6. Silos de concreto

Para el análisis y diseño sismo resistente de silos se adoptaran las siguientes normativas:

- ACI- 313 Standard Practice for the Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials, 1997

19.7. Puentes

Para el análisis y diseño sísmico de puentes se deberá adoptar la siguiente normativa:

- AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2005

El mismo se utilizara para la definición de las cargas y sus combinaciones. Para fines de definir la carga sísmica se tomara la máxima aceleración del terreno como $A = 0.4S_{DS}$.

19.8. Chimeneas de Concreto

Para el análisis y diseño sismo resistente de chimeneas se adoptaran las recomendaciones de:

- ACI-307 Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys, 2008

20. ANALISIS SISMICO SIMPLIFICADO PARA EDIFICACIONES DE BAJA ALTURA

20.1. Alcances

El propósito de este capítulo es establecer las metodologías simplificadas para el análisis y diseño de edificaciones de poca altura. Las mismas están definidas como edificaciones menores de cuatro (4) pisos y altura menor a 15 metros. Los sistemas estructurales de estas edificaciones pueden ser de pórticos de concreto armado (vaciados in situ o prefabricado) o acero y de muros de mampostería, concreto armado, aligerados o placas de acero y estructuras de madera.

Las recomendaciones de este capítulo son aplicables única y exclusivamente a edificaciones de poca altura las cuales debido a su uso puedan clasificarse como categoría ocupacional I o II.

20.2. Demanda Sísmica

De manera general, la demanda sísmica se definirá mediante un espectro de aceleración. Los datos de partida para la construcción del mismo son; el valor máximo del espectro (S_{DS}) y el valor del espectro en 1 segundo (S_{D1}). Los mismos están dados respectivamente por:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_S$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1$$

Donde los coeficientes F_a y F_v se tomaran de las Tablas 9.2 y 9.3 respectivamente. Los valores de S_S y S_1 están dados para cualquier localidad en la Republica Dominicana según la zonificación establecida en la Tabla B.1 del Apéndice B. Los valores de S_S y S_1 corresponden a los valores del espectro del SMP en 0.2s y 1s respectivamente.

20.3. Espectro Elástico

La ordenada del espectro elástico S_a está definido por:

$$S_a = 0.4 S_{DS}\left(1 + 1.5\frac{T}{T_o}\right)$$ Para T < T_o

$$S_a = S_{DS}$$ Para T_o < T < T_S

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$ Para T_S < T

Donde

$$T_o = 0.2\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

20.4. Espectro de Diseño

La ordenada del espectro de diseño para cualquier periodo T está definido como

$$S_{ad}(T) = \frac{U S_a(T)}{R\Phi}$$

Donde R es el factor de modificación de respuesta sísmica y esta dado por la Tabla 11.1. U es el factor de uso dado en la Tabla 7.2. $S_a(T)$ es la ordenada del espectro elástico en periodo T y Φ es el coeficiente de irregularidad dado en la sección 11.4.2. El producto $R\Phi$ no será mayor que la unidad.

20.5. Criterios de Análisis y Diseño

Para estructuras de baja altura, se deberán satisfacer todos los requerimientos aplicables establecidos en el capítulo 11. Adicionalmente se deberán satisfacer los requerimientos especiales de diseño establecidos en este reglamento. Específicamente:

a) Estructuras de concreto armado – capitulo 13

b) Estructuras de Acero – capitulo 14
c) Estructuras de Mampostería – capitulo 15
d) Estructuras de Concreto Prefabricado – capitulo 16
e) Fundaciones – capitulo 17

Para estructuras de madera se deberán cumplir los requerimientos establecidos en el "Reglamento para Análisis y Diseño de Estructuras de Madera" del MOPC.

20.6. Método de Análisis

Se permitirá utilizar el método de cargas laterales estáticas equivalentes para determinar el cortante basal y la distribución vertical de las cargas sísmicas. Otros métodos de análisis descritos en este reglamento son permitidos, pero no son requeridos para este tipo de estructuras.

El método de cargas laterales estáticas equivalentes consiste en modelar la acción sísmica como un conjunto de fuerzas en dos direcciones perpendiculares de análisis. En el caso de edificios, las mismas se aplican en el centro de masa de cada uno de los entrepisos siempre y cuando el diafragma pueda considerarse como rígido. Ver sección 11.2 para la definición de diafragma rígido.

20.6.1. Cortante Basal

El cortante basal, V_B, en una dirección cualquiera se determinara mediante la siguiente ecuación:

$$V_B = C_B W$$

Donde C_B es el coeficiente de cortante basal y está definido por:

$$C_B = \frac{U\,S_{DS}}{R\Phi}$$

Donde R es el factor de modificación de respuesta sísmica y esta dado por la Tabla 11.1. U es el factor de uso dado en la Tabla 7.2 y Φ es el coeficiente de irregularidad dado en la sección 11.4.2.

El valor de C_B no es necesario que exceda

$$C_B = \frac{U\,S_{D1}}{T\,R\Phi}$$

Y no será menor de

$$C_B = 0.03$$

Donde S_{D1} está definido en el capítulo 10. El producto $R\Phi$ no será mayor que la unidad.

20.6.2. Estimación Periodo Fundamental

El periodo fundamental de la estructura T, en la dirección considerada, se determinará basado en un modelo matemático de la estructura que posea las propiedades de masa y rigidez de los elementos estructurales según las secciones 7.1.1 y 7.1.2. El periodo fundamental calculado analíticamente no excederá 1.4 T_a. Donde T_a se determinara según la ecuación:

$$T_a = C_T (H)^x$$

Donde los valores de C_T y x están dados en la Tabla 20.1

TABLA 20.1. Coeficientes para estimación de periodo fundamental

Sistema Estructural Sismo resistente	**C_T**	**x**
Pórticos de acero	0.0724	0.80
Pórticos de acero arriostrados	0.0731	0.75
Pórticos de concreto armado	0.0466	0.90
Muros de concreto armado y mampostería	0.0488	0.75

20.6.3. Distribución Vertical de Carga Sísmica

La distribución vertical de fuerzas sísmicas (F_x) en cada nivel de la edificación se determinara a partir de la siguiente ecuación

$$F_x = C_x V$$

Donde

$$C_x = \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i}$$

Donde C_x es el factor de distribución de carga vertical, V es el cortante basal, w_i es el peso del entrepiso i, w_x es el peso del entrepiso x, h_i es el la altura del entrepiso i medido desde la base, h_x es la altura del entrepiso x medida desde la base.

20.6.4. Distribución Horizontal de la Carga Sísmica

La carga sísmica se aplicara en el centro de masa de cada entrepiso y se distribuirá entre los elementos verticales en función de sus rigideces relativas y la rigidez del diafragma. Para estructuras de concreto armado la rigidez de los elementos se calculara en función de su inercia y área efectiva dada por la Tabla 11.1. En el cálculo de la rigidez relativa se incluirán los efectos de flexión y cortante de los elementos estructurales verticales.

20.6.5. Derivas de Entrepiso

Para un piso de un edificio, las derivas de piso se calcularán como la diferencia entre los desplazamientos de los centros de masa de entrepisos consecutivos. Los desplazamientos laterales del entrepiso x se calcularan de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xE}}{U}$$

Donde U es el factor de uso dado en la Tabla 7.2, C_d es el coeficiente de amplificación de desplazamientos dado en la Tabla 9.5 dependiendo del sistema estructural y δ_{EX} es el desplazamiento lateral debido a las acciones sísmicas a partir de un modelo elástico basado en las propiedades de inercia y área efectiva indicadas en las sección 11.1.1.

20.7. Requerimientos Especiales de Diseño

Para edificaciones de poca altura, tal y como se definen en este capítulo, se deberán cumplir todos los requerimientos establecidos en los capítulos 13, 14, 15, 16, 17 y 18 relativos a requisitos especiales de diseño para diferentes tipos de materiales, diseño de elementos y componentes no estructurales y fundaciones.

21. REFERENCIAS

A continuación se presentan los documentos que se utilizaron como referencia para la preparación de esta propuesta de reglamento.

21.1 Códigos de Referencia Dominicanos

1. REGLAMENTO PARA DISEÑO FABRICACION Y MONTAJE ESTRUCTURAS DE ACERO. MOPC, 2007

2. REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS EN MAMPOSTERIA. MOPC, 2007

3. REGLAMENTO PARA ESTUDIOS GEOTECNICOS EN EDIFICACIONES. MOPC, 2006

4. REGLAMENTO PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE EDIFICIOS EN MADERA. MOPC, 2010

5. RECOMENDACIONES PROVISIONALES PARA EL ANALISIS SISMICO DE ESTRUCTURAS. SEOPC, 1979

21.2 Códigos de Referencia Extranjeros

1. Minimun Loads for buildings and Other Structures (ASCE7-05). American Society of Civil Engineers, 2005
2. Código Modelo para Construcción para Sismos. Asociación de Estados del Caribe, 2003
3. ACI-318-08. Requirements for Structural Concrete, 2008
4. ACI-530. Building Code Requirements for Masonry Structures, 2005
5. ACI-550. Design Recommendations for Precast Concrete Structures, 1996
6. ANSI/AISC 341. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
7. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, 3rd Edition, 2005
8. ACI-307 Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys, 2008
9. ACI- 313 Standard Practice for the Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials, 1997
10. Bolted Tanks for Storage of Production Liquids, Specification 12B, American Petroleum Institute - 14th edition,1995
11. Design and Construction of Large, Welded, Low Pressure Storage Tanks, American Petroleum Institute, 10th edition, 2002

12. Welded Steel Tanks for Oil Storage, American Petroleum Institute 10th Edition, Addendum 4, 2005
13. Welded Steel Tanks for Water Storage, AWWA D100, 2005
14. Factory-Coated Bolted Steel Tanks for Water Storage, AWWA D103, 1997
15. ACI-371R. Guide to the Analysis, Design, and Construction of Concrete-Pedestal Water Towers, 1998
16. ACI-350.3. Standard Practice for the Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures, 2001
17. Wire- and Strand-Wound Circular Prestressed Concrete Water Tanks, AWWA D110, 1995
18. Circular Pre-stressed Concrete Tanks with Circumferential Tendons, AWWA D115, 1995

21.3 Referencias Generales

1. Documentation for Initial Seismic Hazard Maps for Haiti. United States Geological Survey-USAID, 2010
2. Propuesta de Reglamento para Cargas Mínimas en Republica Dominicana. Dionisio Bernal, 2002
3. Estudio de Amenaza Sísmica de la Republica Dominicana, SODOSISMICA, 2009
4. Seismic Design of Reinforced Concrete and Mansory Buildings. T. Paulay, M.J.N. Priestley, 1992.
5. Dynamics of Structures. Anil K. Chopra, 2001.

APENDICE A – TABLA PESOS DE MATERIALES

TABLA A.1. Peso de Algunos Materiales de Común Uso en la Construcción

MATERIALES	PESO UNITARIO
Acero	7.80 Ton/m^3
Agua dulce	1.00 "
Agua de mar	1.03 "
Aluminio	2.60 "
Asfalto	1.30 "
Bloques huecos de arcilla	1.20 "
Bloques huecos de concreto	1.80 "
Concreto armado	2.40 "
Concreto sin refuerzo	2.30 "
Ladrillo de barro de 5 cm. de espesor	0.060 Ton/m^2
Maderas de baja densidad	0.45 "
Maderas duras	0.80 "
Mármol	1.50 "
Mortero para colocación mosaicos	1.80 "
Mosaicos de concreto	1.90 "
Mosaicos de granito	2.30 "
Parquet	0.80 "
Plafón colgado con malla metálica y enyesado	0.05 Ton/m^2
Teja de barro	0.07 Ton/m^2
Yeso	1.00 "
Zinc	7.04 "
Suelos	1.50 "
Arcilla y arena en seco	1.63 "
Arcilla y piedras en seco	1.63 "
Arena seca compactada	1.52 "
Arena suelta compactada	1.92 "
Arena suelta seca	1.68 "
Grava compactada	1.92 "
Grava suelta	1.68 "
Tierra suelta seca	1.20 "

APENDICE B – ZONIFICACION SISMICA POR MUNICIPIOS

	MUNICIPIOS, PUEBLOS Y LOCALIDADES	
PROVINCIA	**ZONA 1**	**ZONA 2**
Azua	Otras Localidades	Palmar de Ocoa, Hatillo, Las Charcas, Estebanía, Cañada Cimarrona, La China, Peralta, Las Lomas, Majugual, El Naranjito, Monte Bonito, Guayabal, Las Coles, La Siembra, Las Cañitas, El Recodo
Bahoruco	Todas Localidades	
Barahona	Santa Cruz de Barahona, El Cachón, Cabral, Los Saladillos, Las Salinas, El Peñón, Fundación, Jaquimeyes, Canoa, Vicente Noble, Fondo Negro, Quita Coraza	Otras Localidades
Dajabón		Todas Localidades
Distrito Nacional		Todas Localidades
Duarte	Todas Localidades	
El Seibo	Otras Localidades	Magarí, Candelaria, Santa Cruz de El Seibo, Santa Lucía, El Cuey, Mata de Palma, Ananá, Campina
Elías Piña	Blanco, Los Guineos, Juan de la Cruz, Juan Santiago, Rancho la Guardia, Hondo Valle, Rancho de Pedro Aniceto Martínez,	Otras Localidades
Espaillat	Todas Localidades	
Hato Mayor	Otras Localidades	Yerba Buena, Hato Mayor del Rey, Mata Palacio, Guayabo Dulce, Don López
Hermanas Mirabal	Todas Localidades	
Independencia	Todas Localidades	
La Altagracia	El Barrero, Las Lagunas de Nisibón	Otras Localidades
La Romana		Todas Localidades
La Vega	Otras Localidades	Estancita, Jarabacoa, Paso Bajito, Pinal Quemado, Los Corozos, Manabao, El Río, Tireo Arriba, Tireo, Maldonado, Palero, Constanza

	MUNICIPIOS, PUEBLOS Y LOCALIDADES	
PROVINCIA	**ZONA 1**	**ZONA 2**
María Trinidad Sánchez	Todas Localidades	
Monseñor Nouel		Todas Localidades
Monte Plata	La Guazama, Frias, Don Juan, Sabana de Payabo, Boyá, Antón Sánchez, Los Hidalgos, Sabana de Payabo, Trinidad, Gonzálo, Sabana Grande de Boyá, Juan Sánchez, Abadesa, Majagual	Otras Localidades
	MUNICIPIOS, PUEBLOS Y LOCALIDADES	
PROVINCIA	**ZONA 1**	**ZONA 2**
Montecristi	Todas Localidades	
Pedernales		Todas Localidades
Peravia		Todas Localidades
Puerto Plata	Todas Localidades	
Samaná	Todas Localidades	
San Cristóbal		Todas Localidades
San José de Ocoa		Todas Localidades
San Juan	Otras Localidades	Arroyo Sano, Sosa, Hato del Padre, Pedro Corto, La Estancia, Las Matas de Farfán, Matayayas, Carrera de Yegua, Sabaneta, Hato Nuevo, Juan Herrera
San Pedro de Macorís		Todas Localidades
Santiago	Otras Localidades	Los Montones, Las Placetas, Juncalito, Janey, Franco Bidó
Santiago Rodríguez	Estancia Vieja, San Ignacio de Sabaneta, Mata de Jobo, Clavijo, Gurabo, Rodeo, Mamoncito, Cacique, Monción, Las Caobas, San José	Otras Localidades
Santo Domingo		Todas Localidades
Sánchez Ramírez	Otras Localidades	Comedero Arriba, Las Lagunas
Valverde	Todas Localidades	

APENDICE C – ANALISIS DE SITIO

Los requerimientos de este apéndice deben ser satisfechos cuando se realice un análisis de respuesta de sitio.

C.1 Movimientos de Base

Se determinará el espectro correspondiente al sismo máximo probable en roca. Este será según la figura B1. A menos que se realice un estudio de amenaza sísmica especifico para el lugar de interés, se tomará la roca como suelo tipo B de la Tabla 9.1. Por lo menos cinco registros medidos o sintéticos de aceleración horizontal correspondientes a eventos consistentes con las magnitudes y distancias a las fallas que controlan el sismo máximo probable. Cada historia de tiempo será escalada de tal forma que el espectro promedio de los cinco registros seleccionados no esté por debajo del espectro del sismo máximo probable presentado en la figura B1. Los factores F_a y F_v se tomarán de las Tablas 9.2 y 9.3 con S_s = 1.5 y S_1 = 0.6.

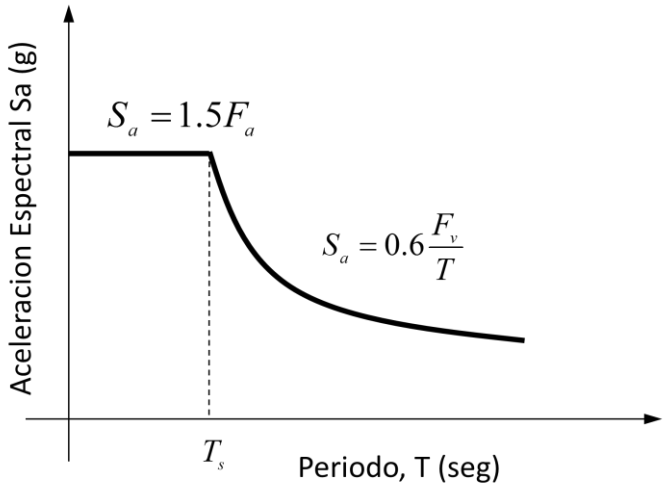


Figura C1. Límite inferior para el espectro de respuesta correspondiente al sismo máximo probable

C.2 Modelo de sitio

Se permitirá realizar un modelo tipo columna de suelo, excepto en casos donde existan aspectos topográficos tridimensionales que ameriten un modelo más refinado que incorpore tales efectos. En el modelo de columna de suelo se modelara cada estrato de suelo. Se deberá tomar en cuenta el comportamiento dinámico de cada estrato de suelo tanto en el rango lineal (para deformaciones pequeñas) como no-lineal. Las propiedades elásticas de cada estrato se determinaran basadas en la velocidad de propagación de ondas de corte obtenidas a partir de estudios geotécnicos en el sitio. Las propiedades no-lineales se determinaran a partir de pruebas de laboratorio o de relaciones publicadas para suelos similares.

C.3 Respuesta de sitio y resultados

Los registros sísmicos seleccionados deberán ser aplicados como movimientos de la base del modelo de suelo. Utilizando técnicas computacionales adecuadas, las cuales consideren los efectos no-lineales del suelo de una forma explícita o como linealmente equivalente, se determinara la respuesta en la superficie de fundación de cada uno de los registros. Con la respuesta en la superficie producida por cada registro, se determinara el espectro de pseudo-aceleración basado en 5% de amortiguamiento crítico. El espectro promedio en la superficie no deberá ser menor que el espectro del sismo máximo probable en la base multiplicado por el factor medio de amplificación de base-a-superficie (calculado en cada periodo dentro del rango de interés). El análisis de respuesta de sitio deberá reflejar la incertidumbre relacionada a las propiedades del suelo, la profundidad del modelo y los registros sísmicos utilizados.