

COLEGIO FEDERADO

DE

INGENIEROS Y ARQUITECTOS

DE COSTA RICA

CODIGO SISMICO DE COSTA RICA

1974

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica

CODIGO SISMICO DE COSTA RICA

Preparado por la comisión nombrada por el Colegio de Ingenieros Civiles de Costa Rica para elaborar el Código Sísmico integrada por los siguientes Ingenieros:

Ing. Rodolfo Herrera Jiménez, Coordinador

Ing. Eddy Hernández Castrillo

Ing. Luis Lukoviecki Gotfrid

Ing. Franz Sauter Fabián

e

Ing. Jorge Gutiérrez Gutiérrez

Quien elaboró el esquema fundamental y la redacción preliminar de este Código Sísmico.

San José, Enero 1974

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica

Comisión Permanente de Estudio y Revisión

Código Sísmico de Costa Rica

Ing. Francisco Mas Herrera, Coordinador

Ing. Rodolfo Castro Armas

Ing. Jorge Gutiérrez Gutiérrez

Ing. Eddy Hernández Castrillo

Ing. Rodolfo Herrera Jiménez

Ing. Norman López Rodríguez

Ing. Luis Lukowiecki Gotfrid

Ing. Henry Meltzer Steinberg

Ing. Rómulo Picado Chacón

Ing. Franz Sauter Fabián

ÍNDICE GENERAL

PRIMERA PARTE. ANÁLISIS	1
1 Generalidades	1
2 Zonificación sísmica del país	7
3 Clasificación de las estructuras	8
4 Suelos	11
5 Coeficiente sísmico	13
6 Cargas y factores de carga	16
7 El método 1 de análisis	19
8 El método 2 de análisis	22
9 El método 3 de análisis	24
10 Desplazamientos y deformaciones	25
11 Requerimientos generales	26
12 Instrumentación, reparaciones, remodelaciones y modificaciones	29
SEGUNDA PARTE. DISEÑO	31
A. ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO	31
13 Generalidades	31
14 Diseño de elementos en flexión	35
15 Diseños de elementos sujetos a fuerza axial y momento flector en estructuras dúctiles	37
16 Diseño de uniones de vigas y columnas en estructuras dúctiles	40
17 Concreto pre-esforzado	42
18 Diseño de muros estructurales dúctiles	43
B. ESTRUCTURAS DE ACERO	47
19 Generalidades	47
C. ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA EN EDIFICIOS	48
20 Generalidades	48
D. VIVIENDAS DE UNO Y DOS PISOS	49
21 Generalidades	49

PRIMERA PARTE. ANÁLISIS

CAPITULO 1 GENERALIDADES

- 1.1 Toda estructura y cada una de sus partes deberá ser diseñada y construída de manera que
 - a) Resista sismos menores sin ningún daño.
 - b) Resista sismos moderados con algún daño no-estructural.
 - c) Resista sismos de gran intensidad sin colapso, admitiéndose algún daño estructural en lo posible reparable.
- 1.2 La mayor parte de las disposiciones de esta Norma están orientadas hacia edificios y otras estructuras que, por sus características de similitud y número, permiten utilizar una serie de simplificaciones empíricas basadas en experiencias previas. Si éste no fuera el caso, es necesaria una mayor exactitud en el análisis de los efectos sísmicos.
- 1.3 Las solicitaciones sísmicas y recomendaciones que se indican para edificios en la presente Norma, son tales que satisfacen las condiciones de comportamiento estructural descritas en el Artículo 1.1. Para esto se debe procurar una buena concepción estructural con condiciones de simetría y distribución uniforme de las masas y rigideces de los elementos, con un mínimo de pesos innecesarios, selección cuidadosa del material y métodos constructivos adecuados.
- 1.4 Las fuerzas sísmicas horizontales deberán ser aplicadas en las dos direcciones principales de la estructura o en sus direcciones ortogonales más desfavorables.
- 1.5 En edificios, a fin de obtener las fuerzas debidas al sismo el análisis podrá hacerse independientemente en cada dirección, excepto en lo referente a las fuerzas axiales debidas a la carga sísmica en las columnas, que deberán calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores obtenidos en cada dirección principal.
- 1.6 Deberá considerarse la deformación axial en columnas y muros por acción de las solicitaciones sísmicas cuando su efecto incida en las fuerzas internas y desplazamientos laterales.
- 1.7 En edificios con sótanos bajo el nivel de base, las fuerzas sísmicas se considerarán como cero en cada nivel de sótano y consecuentemente la fuerza cortante será constante e igual al cortante total en la base del edificio.
- 1.8 Definiciones y Nomenclatura
 - 1.8.1 Definiciones:

- **Marco Rígido:** Es un sistema estructural formado por elementos de dimensiones transversales pequeñas comparadas con la longitud, unidos rígidamente en los nudos y que resiste las cargas principalmente por flexión. Los diversos marcos pueden actuar independientemente o en conjunto, unidos por medio de diafragmas rígidos.
- **Marco Dúctil:** Es un marco rígido con sus miembros y uniones diseñados y construidos de modo que pueda sufrir deformaciones plásticas, de naturaleza cíclica y reversible de un orden varias veces mayor al rango elástico, sin pérdida sensible de su resistencia.
- **Muro de Carga:** Es una pared diseñada y construída para resistir principalmente cargas verticales.
- **Muro Estructural:** Es una pared diseñada y construída para resistir principalmente fuerzas horizontales paralelas a la misma.
- **Muro Estructural Dúctil:** Es un muro estructural diseñado y construído de tal manera que pueda sufrir deformaciones plásticas, de naturaleza cíclica y reversible de un orden mayor al rango elástico, sin pérdida sensible de su resistencia.
- **Modos de Oscilación:** Son configuraciones geométricas de la estructura, en las cuales ésta puede oscilar armónicamente en ausencia de cargas externas. Los modos de oscilación son linealmente independientes y ortogonales con respecto a las propiedades de inercia y rigidez de la estructura. Existen tantos modos como grados de libertad en el sistema y siendo linealmente independientes permiten expresar cualquier configuración como combinación lineal de los mismos.
- **Períodos o Frecuencias Naturales (o Períodos o Frecuencias de Oscilación):** Son los períodos o frecuencias asociados con los modos de oscilación.
- **Período Fundamental:** Es el período natural de mayor valor.
- **Modo Fundamental (o Primer Modo):** Es el modo de oscilación asociado con el período fundamental.
- **Análisis Modal:** Es el análisis de sistemas lineales que se efectúa desacoplando las ecuaciones dinámicas de la estructura, en base a las propiedades de ortogonalidad de los modos de oscilación; la respuesta final se expresa como combinación de los valores asociados en cada modo. En edificios la mayor parte de la respuesta está contenida en el modo fundamental.

- ***Espectro de respuesta:*** Es el valor máximo de la respuesta de un sistema oscilatorio de un grado de libertad. Esta respuesta es función del período así como del amortiguamiento y la ductilidad del sistema.
- ***Pseudo-Aceleración:*** Es el valor del espectro de respuesta para desplazamientos, multiplicado por el cuadrado de la frecuencia del sistema. Su valor numérico para excitaciones sísmicas es aproximadamente igual a la aceleración máxima lo que da origen a su nombre.
- ***Coefficiente Sísmico:*** Es la pseudo-aceleración expresada como porcentaje de la aceleración de la gravedad.
- ***Nivel de Base:*** Para efectos del cálculo de períodos de vibración y sollicitaciones sísmicas, es el nivel a partir del cual se puede considerar que la estructura sufrirá desplazamientos laterales.
- ***Centro de Masa:*** Es el punto geométrico de un nivel, donde se localiza la resultante de las fuerzas gravitacionales para obtener un sistema estáticamente equivalente.
- ***Momento de Torsión:*** Es el momento, en cada nivel, debido a las acciones horizontales cuando no coinciden los centros de masa y de rigidez.
- ***Centro de Rigidez:*** Es el punto geométrico de un nivel en el cual la aplicación de una fuerza produce solo traslación.

1.8.2 Nomenclatura

- C - Coeficiente sísmico, según se define en el Capítulo 5.
- C_p - Coeficiente sísmico para partes de estructuras, según Tabla 11.1.
- C_j - Coeficiente sísmico correspondiente al período T_j .
- D - Dimensión en la dirección de las fuerzas sísmicas aplicadas.
- $(EI)_{eq}$ - Rigidez equivalente en miembros de concreto reforzado.
- E_c - Módulo elástico del concreto.
- F_i - Fuerza sísmica en el nivel i .
- $(F_i)_j$ - Fuerza sísmica en el nivel i correspondiente al modo de oscilación j .

- F_N - Fuerza sísmica adicional en el nivel superior (nivel N).
- F_p - Fuerza sísmica en partes de edificios.
- H - Altura del edificio sobre el nivel de base.
- I_b - Momento de inercia de las secciones de concreto reforzado sin agrietar y despreciando el refuerzo de acero; incluye también el momento de inercia de secciones pre-esforzadas.
- I_a - Momento de inercia de la sección agrietada de elementos de concreto reforzado.
- $(M_t)_i$ - Momento de torsión en el nivel i .
- N - Número de pisos sobre el nivel de base.
- T - Período fundamental de la estructura (en segundos).
- T_j - Período natural de la estructura correspondiente al modo de oscilación j .
- V_i - Fuerza cortante en el nivel i debida a las fuerzas sísmicas.
- V_t - Fuerza cortante en el nivel de base debida a las fuerzas sísmicas.
- W_i - Peso del nivel i , según se define en el Capítulo 6, para efecto del cálculo sísmico.
- W_t - Peso total del edificio, sobre el nivel de base, para efecto del cálculo sísmico.
- W_p - Peso de partes de edificios.
- e_i - Distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez en el nivel i .
- h_i - Altura del nivel i sobre el nivel de base.
- P_{\max}, P_{\min} - Presiones máxima y mínima en el suelo bajo las fundaciones.
- CU - Carga última: Efecto total que representa la acción combinada de las fuerzas gravitacionales y sísmicas que deben ser resistidas por la estructura.
- CP - Carga Permanente: Efecto del peso propio y las cargas permanentes en la estructura.
- CT - Carga Temporal: Efecto de la carga temporal o sobrecarga en la estructura.

- CS - Carga Sísmica: Efecto de la excitación sísmica en la estructura.
- EP - Efecto de postensión: Es la acción redundante de la postensión en una estructura hiperestática.
- K - Factor para el cálculo de desplazamientos en el rango plástico, según Tabla 10.1.
- α - Coeficiente de uso, según Tabla 3.1.
- δ_i - Desplazamiento horizontal absoluto en el nivel i , incluyendo deformaciones plásticas.
- $(\delta_i)_i$ - Desplazamiento horizontal absoluto en el nivel i , calculado para las fuerzas sísmicas de diseño, suponiendo comportamiento elástico de la estructura.
- $(\phi_i)_j$ - Valor del modo de oscilación j , en el nivel i .

$$\eta_i = h_i \frac{\sum_{i=1}^N W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^2} \quad (\text{Ver Artículo 7.1})$$

$$\eta_{ij} = \left[\phi_i \frac{\sum_{i=1}^N W_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N W_i \phi_i^2} \right]_j \quad (\text{Ver Artículo 8.2})$$

1.9 Métodos de determinación de las fuerzas sísmicas

Para determinar las fuerzas sísmicas se presentan tres métodos de análisis estructural. Los dos primeros se refieren a estructuras clasificables bajo uno de los cinco tipos del Artículo 3.2; el método 3 se refiere a estructuras no comprendidas en el mismo.

1.9.1 Método 1. (*Método Estático*)

Se considera que con este método se representan los efectos dinámicos de la estructura bajo la acción sísmica simulándola por medio de fuerzas estáticas aplicadas a nivel de los diferentes pisos.

El cortante total en la base se determina utilizando un valor estimado o calculado del período fundamental. La distribución de fuerzas horizontales equivale a un primer modo triangular con una fuerza adicional en el piso superior como contribución de los otros modos.

Este método es aplicable únicamente a edificios que reúnan las siguientes

características:

- a) Distribución regular de sus masas.
- b) Distribución regular de la geometría, de la masa y de los elementos resistentes en planta y en elevación.
- c) Número de pisos no superior a siete y altura máxima no superior a treinta metros sobre el nivel de base.

Para estructuras que satisfagan los requisitos del Artículo 7.5.1 podrá usarse un análisis estático simplificado.

1.9.2 Método 2. (*Método Semi-Dinámico*)

Este método debe ser aplicado a las estructuras clasificables en uno de los tipos del Artículo 3.2 pero que no satisfagan alguno de los requisitos del Método 1.

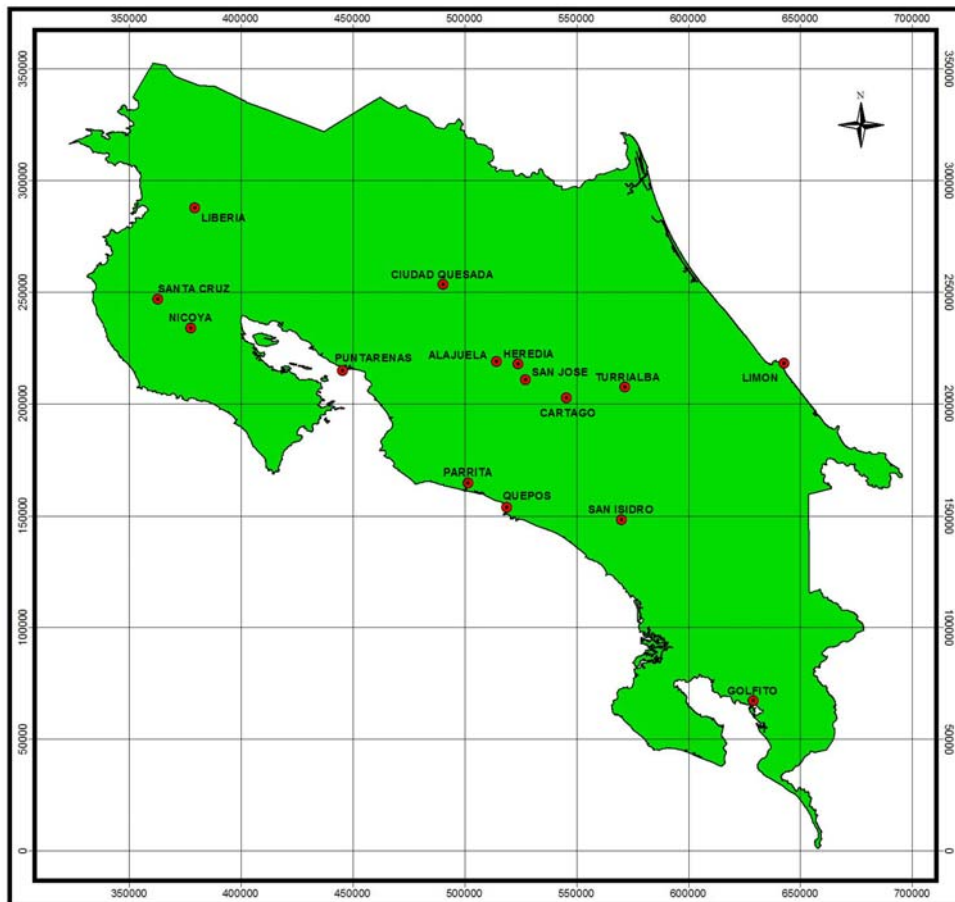
El efecto sísmico es representado por fuerzas estáticas aplicadas a nivel de los pisos; sin embargo, para su determinación y distribución se hace uso de algunas de las características dinámicas de la estructura, a saber: períodos naturales y modos de oscilación en el rango elástico.

1.9.3 Método 3. (*Método Dinámico*)

Este método debe ser utilizado en estructuras no clasificables en alguno de los cinco tipos del Artículo 3.2 o en la Tabla 11.1. En virtud de la gran diversidad de estas estructuras, es necesario hacer un análisis dinámico más detallado, ya sea construyendo un espectro de respuesta en base a valores máximos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en el suelo o utilizando datos de registros reales o generados artificialmente que correspondan a sismos de una intensidad definida.

CAPITULO 2 ZONIFICACION SISMICA DEL PAIS

- 2.1 Para efectos de la presente Norma, se considerará al país sísmicamente uniforme, no haciéndose diferencias por este concepto; sin embargo, cuando se determinen condiciones geológicas especiales deberán tomarse las precauciones del caso de acuerdo con estudios específicos.



CAPITULO 3 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS

3.1 Clasificación según el uso.

3.1.1 De acuerdo con el uso del edificio, estos se clasifican de la siguiente manera:

Grupo A

Edificios cuya falla puede significar cuantiosas pérdidas humanas o económicas o cuyo funcionamiento es vital cuando se presentan condiciones de emergencia. Este grupo incluye, pero no está limitado a:

- a) Hospitales y otros centros médicos que presten servicios de cirugía y tratamientos de emergencia.
- b) Edificios públicos de vital importancia.
- c) Estaciones de bomberos.
- d) Cárceles.
- e) Edificios que contengan artículos de valor excepcional, (museos, bibliotecas, etc.).
- f) Edificios con un área de más de 400 m² con frecuente concentración de personas (estadios, cines, teatros, templos, auditorios, etc.).
- g) Centros de transporte y comunicación (terminales de aeropuertos, estaciones de ferrocarril, edificios de telecomunicaciones y correos, etc.).
- h) Centros de bombeo y depósitos de almacenamiento de aguas.
- i) Instalaciones industriales con depósitos de materias tóxicas o explosivas; centros que utilicen material radioactivo.
- j) Plantas e instalaciones eléctricas.

Grupo B

- a) Edificios para habitación privada o pública (hoteles, apartamentos, etc.).
- b) Centros de trabajo (oficinas privadas o públicas, estaciones de gasolina, restaurantes, etc.).
- c) Centros de enseñanza.
- d) Edificios con frecuente concentración de personas y con un área menor que 400 m².
- e) Otras construcciones que almacenen bienes y equipos costosos.
- f) Edificios industriales no incluidos en el Grupo A, bodegas o instalaciones de almacenamiento.
- g) Tapias de más de 2 metros de altura.
- h) Estructuras cuya falla puede poner en peligro otros edificios de este grupo o del Grupo A.

Grupo C

Construcciones aisladas o provisionales no destinadas a la habitación o al uso público, no clasificables en los Grupos A o B (cobertizos, lecherías, construcciones rurales, obras de carácter no permanente, etc.) y cuya falla no puede causar daños a edificios de los otros grupos.

- 3.1.2 De acuerdo a la anterior clasificación se establece un coeficiente de uso α conforme a la Tabla 3.1.

Grupo	Coeficiente de uso α
A	1.2
B	1.0
C	0.7

3.2 Clasificación según la forma estructural

3.2.1 Tipología

TIPO 1

Edificios capaces de resistir el 100 por ciento de las fuerzas sísmicas por medio de flexión en marcos dúctiles que satisfagan los requisitos de los Capítulos 15 y 16 de esta Norma. Los pisos y techos se diseñarán como diafragmas rígidos y resistentes para distribuir las fuerzas producidas por la acción de las solicitaciones sísmicas, entre todos los marcos, de acuerdo a sus rigideces. Cada marco deberá diseñarse para la condición más desfavorable que resulte de considerar el cortante obtenido en proporción a su rigidez o el 50 por ciento del que le correspondería si trabajara aislado resistiendo su carga tributaria.

TIPO 2

Edificios constituídos por marcos dúctiles y muros estructurales dúctiles que satisfagan los requisitos estipulados en los Capítulos 15, 16 y 18. El sistema estructural en su conjunto deberá resistir el 100 por ciento de las fuerzas producidas por la acción de las solicitaciones sísmicas y los marcos por sí solos deberán ser capaces de resistir por lo menos el 25 por ciento de éstas. Se considera que los pisos y techos se deberán diseñar como diafragmas rígidos y resistentes para distribuir las fuerzas producidas por el sismo entre los elementos resistentes de acuerdo a sus rigideces. La distribución de las fuerzas cortantes entre los elementos resistentes se hará en proporción a sus rigideces.

TIPO 3

Son edificios que cumplen todos los requisitos del Tipo 2 excepto que los marcos dúctiles no son capaces de resistir por sí solos el 25 por ciento de la fuerza sísmica total producida por sismo, pero sí contribuyen a resistir las fuerzas axiales. Se incluyen también estructuras del tipo 1 y 2 cuyos marcos y muros estructurales no satisfacen los requisitos de los Capítulos 15, 16 y 18 para estructuras dúctiles.

Para estructuras del Tipo 1, 2 y 3 los elementos que no hayan sido considerados como resistentes deberán ser detallados y construídos de manera que no tengan participación alguna durante el sismo y no interfieran la deformación de la estructura, al producirse los desplazamientos estipulados en el Artículo 10.1.

TIPO 4

Se agrupan en este tipo:

- a) Edificios que carezcan de marcos capaces de tomar parte de las fuerzas axiales, es decir, edificios que resisten principalmente las fuerzas horizontales y verticales por medio de muros estructurales y de carga únicamente.
- b) Edificios cuyos muros estructurales no satisfagan los requisitos del Artículo 18.1.
- c) Edificios en los que los muros de mampostería sean parte del sistema resistente a las fuerzas laterales.

TIPO 5

Tanques elevados, chimeneas y todas aquellas construcciones que sean soportadas por una sola columna o una hilera de columnas orientadas perpendicularmente a la dirección de análisis; o cuyas columnas no estén ligadas en el techo y en los pisos por elementos de suficiente rigidez y resistencia, para una adecuada distribución de las fuerzas horizontales entre elementos de distinta flexibilidad.

- 3.2.2 En los espectros de respuesta y en la determinación del coeficiente sísmico para cada tipo de estructura se ha contemplado la disipación de energía por deformación plástica de los elementos dúctiles así como por agrietamiento e interacción de los elementos frágiles (amortiguamiento), no permitiéndose reducciones adicionales por estos conceptos.
- 3.2.3 Una misma estructura podrá pertenecer a dos tipos diferentes en sus dos direcciones ortogonales.

CAPITULO 4 SUELOS

- 4.1 Debe evitarse la construcción de estructuras sobre suelos cuyo estudio indique la posibilidad de asentamientos excesivos, licuefacción, deslizamientos o cualquier otro factor que haga peligrar su estabilidad, a menos que se demuestre que su efecto esté bajo control.
- 4.2 No se permitirán estructuras de ningún tipo sobre evidentes fallas geológicas sísmicamente activas y en el caso de estructuras especiales se recomienda realizar un estudio geológico del suelo.
- 4.3 Capacidad de soporte de los suelos.

Los coeficientes de seguridad que deben aplicarse a la capacidad de soporte de los suelos serán de acuerdo a la Tabla 4.1.

4.4 Licuefacción.

4.4.1 Deberá suponerse que existe posibilidad de licuefacción cuando se presenten capas saturadas de arena fina con más de 50% de los granos con dimensiones menores a 2 milímetros a una profundidad de 15 metros o menos y la densidad relativa D_r sea del orden de 30-40%.

4.4.2 En caso que exista posibilidad de licuefacción, las estructuras en el sitio deberán fundarse más allá de las capas susceptibles de licuefacción

4.5 Muros de Retención.

Los muros de retención deberán diseñarse para resistir, además de las fuerzas estáticas la siguiente fuerza horizontal de sismo.

$$P_D = 1/2 \gamma_s H^2 (3/4 a_{\max})$$

donde:

P_D	–	Fuerza dinámica – actúa a $0.6H$ sobre la base
γ_s	–	Peso unitario del suelo
H	–	Altura del muro
a_{\max}	–	0.15g

4.6 Estabilidad de Pendientes.

4.6.1 Para la estabilidad de pendientes deberá considerarse una fuerza horizontal igual

al peso de la masa deslizante multiplicado por a_{\max} .

4.6.2 Será necesario un estudio más cuidadoso si existen posibilidades de licuefacción.

4.7 Amplificación Dinámica del Suelo.

Para efectos de considerar el suelo como posible elemento amplificador de la excitación sísmica de la base rocosa, se establece la siguiente clasificación:

- a) **Medios Soportantes Aluviales:** Para efectos de la presente Norma, un depósito aluvial se define como un depósito no consolidado de materiales de relleno y arrastre, coluviales (transporte por gravedad) de naturaleza arenosa, limosa o de bloques, tales como los sedimentos depositados por los ríos, planicies aluviales, lechos de lagos y lagunas, depósitos en estuarios y deltas, conos de deyección en la base de las montañas, áreas de deslizamiento, playas, capas de cenizas volcánicas y lavinas.
- b) **Medios Soportantes No Aluviales:** Medios no clasificados en la definición anterior, como medio rocoso, materiales arcillosos y granulares litificados (fuertemente consolidados).

De acuerdo con esta clasificación, salvo que estudios detallados de amplificación y modificación de la excitación sísmica de la roca al pasar por las capas del suelo indiquen otra cosa, se establecen dos tipos de coeficiente sísmico de acuerdo a la naturaleza dinámica del suelo, según las figuras 5.1.a y 5.1.b

Tabla 4.1		
Factores de seguridad para la capacidad de soporte de los suelos		
Combinaciones de cargas	Factores de seguridad (<i>F.S.</i>)	
	Diseño con método último	Diseño con esfuerzos de trabajo
Cargas Estáticas		
$P_{\min}/P_{\max} > 0.25$	2.0	3.0
$P_{\min}/P_{\max} < 0.25$	1.7	2.5
Cargas Dinámicas		
$P_{\min}/P_{\max} > 0.25$	1.5	2.0
$P_{\min}/P_{\max} < 0.25$	1.2	1.6

Nota: P_{\min} y P_{\max} son las presiones máxima y mínima en el suelo tomando una distribución lineal de las mismas; el caso $P_{\min}/P_{\max} < 0.25$ incluye distribución triangular de presiones. Para el cálculo de las presiones se hace referencia al Artículo 11.5.

CAPITULO 5 COEFICIENTE SISMICO

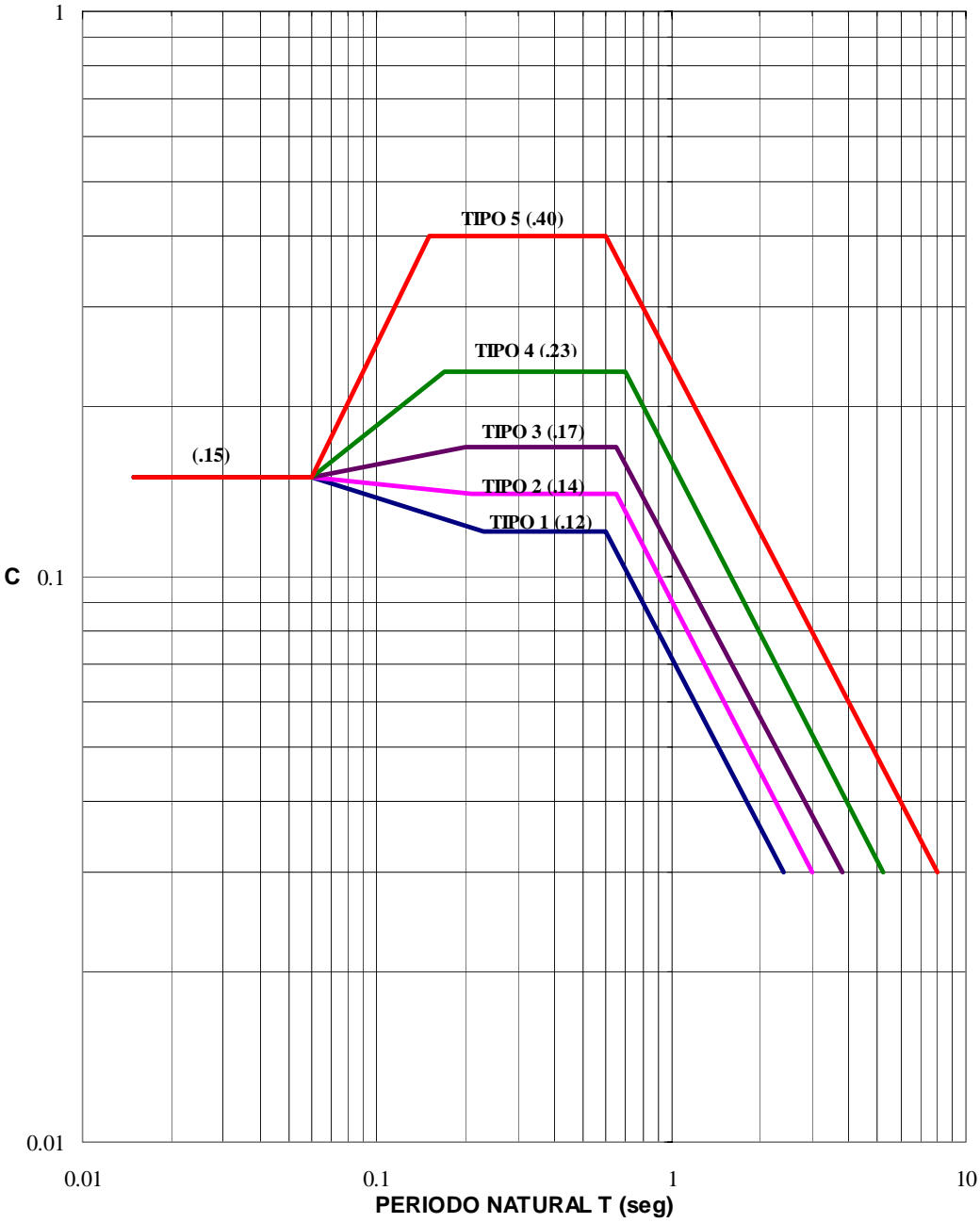
5.1 Definición:

Se define como *coeficiente sísmico C*, a la pseudo-aceleración obtenida del espectro de respuesta y expresado como fracción de la aceleración de la gravedad. Es decir, es un índice de la aceleración y por ende de las fuerzas de inercia que pueden desarrollarse en un sistema de un grado de libertad.

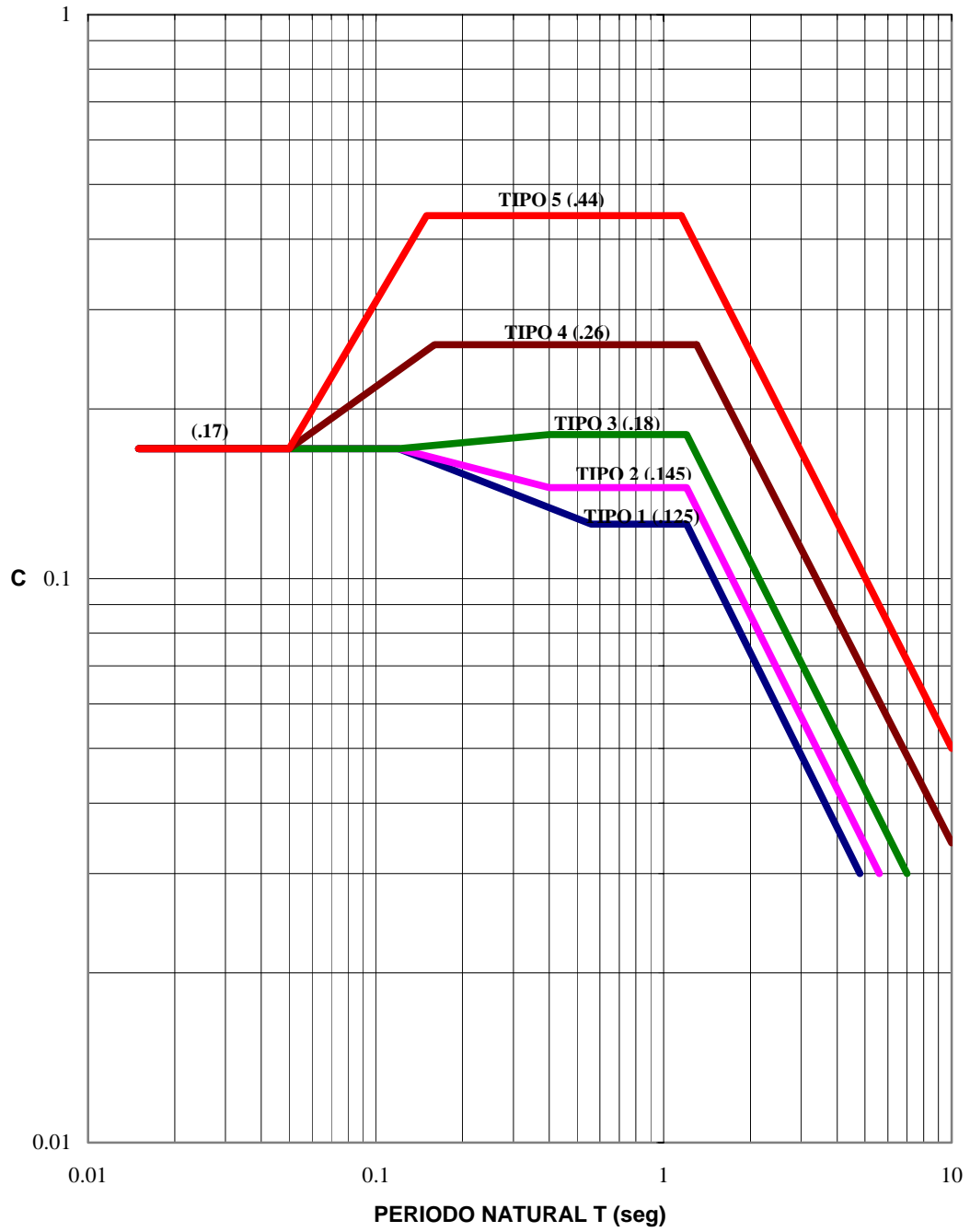
Este coeficiente está relacionado con las características de intensidad y contenido de frecuencias del sismo así como con las características dinámicas y con la capacidad de disipación de energía por deformación plástica del sistema estructural.

La figura 5.1 presenta valores del coeficiente sísmico como función del período y tipo estructural así como de las características dinámicas del suelo.

COEFICIENTE SISMICO SUELO NO-ALUVIAL



COEFICIENTE SISMICO SUELO ALUVIAL



CAPITULO 6 CARGAS Y FACTORES DE CARGA

6.1 Peso propio o permanente

6.1.1 Los valores de peso propio y permanente, para el cálculo de fuerzas gravitacionales y para la determinación de efectos sísmicos, serán idénticos.

6.1.2 El peso propio y permanente deberán incluir:

- a) Los pesos propios de elementos constructivos, sean estos estructurales o no estructurales, tales como losas, vigas, columnas, muros de mampostería, particiones livianas, techos, etc.
- b) Los pesos de elementos, maquinarias o equipo de masa no despreciables y unidos a la estructura de manera que resistan las fuerzas especificadas en el Artículo 11.4

6.1.3 En la distribución de los pesos propio y permanente deberá considerarse su distribución en el piso a fin de calcular el centro de la masa de los mismos.

6.2 Cargas temporales o sobrecargas

6.2.1 Los valores de sobrecargas para efectos gravitacionales estarán dados por la Tabla 6.1.

6.2.2 Para la determinación de las fuerzas sísmicas, el peso W_i de cada nivel será el peso propio y permanente más un porcentaje de la sobrecarga calculado de la siguiente manera:

- a) Recipiente con líquidos: 100 por ciento de la sobrecarga (depósito lleno).
- b) Bodegas: 25 por ciento de la sobrecarga estática.
- c) Edificios y estructuras en general: 15 por ciento de la sobrecarga estática.
- d) Techos y terrazas: 0 por ciento de la sobrecarga estática.

6.3 Participación de las diferentes acciones

6.3.1 Cada elemento de la estructura y ésta como unidad deberá tener capacidad para resistir la siguiente combinación de cargas:

- a) Concreto reforzado:

$$CU = 1.4CP + 1.7CT$$

$$CU = 0.75(1.4CP + 1.7CT) \pm CS$$

$$CU = 0.9CP \pm CS$$

Los elementos de concreto reforzado y presforzado deberán proporcionarse usando métodos de Resistencia Ultima con los factores de resistencia correspondientes (factor ϕ del ACI 318).

b) Concreto pre-esforzado:

$$CU = 1.4CP + 1.7CT + \gamma EP$$

$$CU = 0.75(1.4CP + 1.7CT) + \gamma EP \pm CS$$

$$CU = 0.9CP + \gamma EP \pm CS$$

donde el factor γ será 1.1 si el efecto de la redundante de la postensión aumenta el resultado de la combinación más desfavorable de las cargas exteriores (gravitacionales y sísmicas) y 0.9 si las disminuye.

c) Acero estructural:

Para diseño con métodos de Resistencia Ultima, se utilizarán los factores especificados para concreto forzado.

Para diseño con el método de Esfuerzos de Trabajo, además del diseño para cargas gravitacionales deberán revisarse las combinaciones siguientes:

$$CU = 1.1(CP + CT) \pm CS$$

$$CU = CP \pm CS$$

Para estas dos combinaciones los esfuerzos permisibles en la estructura podrán ser incrementados a 1.5 veces su valor usual.

En estas expresiones:

CU – Efecto total que representa la acción combinada de las fuerzas gravitacionales y sísmicas que deben ser resistidas por la estructura.

CP – Efecto del peso propio y las cargas permanentes en la estructura.

CT – Efecto de la carga temporal o sobrecarga en la estructura.

CS – Efecto de la excitación sísmica en la estructura.

EP – Efecto redundante de la postensión en estructuras hiperestáticas.

6.3.2 Para la consideración de las fuerzas debidas al sismo, deberá tenerse en cuenta que

éstas son de carácter oscilatorio y en consecuencia deberán ser consideradas con ambos signos a fin de obtener para cada elemento los efectos más desfavorables.

6.4 Esfuerzos de diseño

Cuando se diseña con el método de Resistencia Última, los esfuerzos de diseño serán los valores últimos especificados para diseño estático, no permitiéndose ningún aumento a los mismos al considerarse las cargas sísmicas.

Tabla 6.1. Sobrecargas mínimas	
Destino del piso	Sobrecarga (kg/m^2)
Habitación (casas de habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, edificios para internados en escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	250
Oficinas, despachos y laboratorios.	300
Comunicación de uso público para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público).	400
Estadios, salones de baile y lugares de espectáculos desprovistos de asientos fijos.	500
Lugares de reunión con asientos fijos (templos, cines, teatros, gimnasios salones de bailes, restaurantes, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares).	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancías con peso intermedio.	650
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía pesada.	800
Techos de fibrocemento, láminas de acero galvanizado y otros.	40
Azoteas con pendiente superior a 5 por ciento.	100
Azoteas con pendiente inferior a 5 por ciento.	200
Voladizos en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	200
Garajes y aparcamientos (para automóviles exclusivamente).	400
Andamios y cimbras para concreto.	80

NOTA: Las cargas dadas en esta tabla son mínimas por lo que deberán tenerse en cuenta las condiciones reales.

CAPITULO 7 EL METODO 1 DE ANÁLISIS

7.1 Sobre cada piso o nivel se aplicará una fuerza estática igual a

$$F_i = (\alpha C \eta_i) W_i$$

donde:

F_i – Fuerza estática aplicada al nivel i .

α – Coeficiente de Uso del Edificio según Tabla 3.1.

C – Coeficiente Sísmico, definido en el Capítulo 5 y según figura 5.1 (función de período y del tipo de terreno).

$$\eta_i = h_i \frac{\sum_{k=1}^N W_k h_k}{\sum_{k=1}^N W_k h_k^2}$$

h_i – Altura del nivel i sobre el nivel de base.

W_i – Peso del nivel i calculado para efectos sísmicos conforme al Artículo 6.1.

La suma $\sum_{i=1}^N F_i$ puede expresarse como $\sum_{i=1}^N F_i = \alpha C \frac{\left(\sum_{k=1}^N W_k h_k\right)^2}{\sum_{k=1}^N W_k h_k^2}$.

Además para edificios cuya razón alto-ancho excede a 3, se aplicará una fuerza adicional concentrada en el último piso igual a

$$F_N = 0.004 \left(\frac{H}{D}\right)^2 \sum_{i=1}^N F_i$$

pero no superior a $0.15 \sum_{i=1}^N F_i$,

donde:

H – Altura sobre el nivel de base.

D – Dimensión en la dirección de las fuerzas aplicadas.

Excepción: Estructuras de uno o dos pisos tendrán una distribución uniforme de las fuerzas sísmicas. Su valor total a nivel de base está dado por:

$$V_t = \alpha C W_t$$

donde:

V_t – Cortante total a nivel de base

W_t – Peso total de acuerdo al Artículo 6.1.

- 7.2 Cuando existan estructuras de algún tipo sobre el nivel superior de un edificio. Las fuerzas y momentos en la base de las mismas debidas a la carga F_p calculada según el Artículo 11.4 serán aplicadas como efectos adicionales en el nivel superior.
- 7.3 Para determinar el coeficiente sísmico, es necesario conocer el período de vibración de la estructura en la dirección considerada. Este podrá ser calculado con base en las propiedades de rigidez e inercia del sistema.

Para edificios, en ausencia de tal información el período de vibración podrá ser estimado como:

$T = 0.12 N$	Para edificios de acero del Tipo 1.
$T = 0.10 N$	Para edificios de concreto de Tipo 1.
$T = 0.08 N$	Para edificios del Tipo 2.
$T = 0.07 N$	Para edificios del Tipo 3.
$T = 0.05 N$	Para edificios del Tipo 4.

donde

N = Número de pisos

T = Período fundamental (en segundos)

- 7.4 En los edificios que se puedan analizar por el Método 1 y que tengan una reducción de más de un 75 por ciento de la dimensión en planta entre dos pisos adyacentes, la parte superior deberá diseñada como un edificio independiente.

Para determinar las fuerzas debidas al sismo en la parte superior se usará la condición más desfavorable que resulta de suponer el nivel de base en el inicio de la misma o de considerar la totalidad del edificio.

7.5 Análisis Estático Simplificado.

7.5.1 Podrá utilizarse un análisis estático simplificado, según se describe en el Artículo 7.5.2. cuando la estructura presente las siguientes características:

- En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales es soportado por muros, ligados entre sí mediante losas corridas o sistemas de techo con la rigidez necesaria para transmitir las fuerzas sísmicas a los distintos elementos resistentes.
- En cada una de las dos direcciones ortogonales existan al menos dos muros simétricos localizados uno del otro a más del 50 por ciento del ancho del edificio, paralelos o formando un ángulo menor a 20 grados, estando cada muro ligado por las losas o techo antes citados en una longitud de por lo

menos 50 por ciento de la dimensión del edificio, medidas en las direcciones de dichos muros.

- c) La relación de altura a dimensión mínima de la base del edificio no excede 1.5 y su altura no es mayor de dos pisos.
- d) La relación de largo a ancho de la planta del edificio no es mayor que 2, a menos que, para fines de análisis sísmico, se puede suponer dicha planta dividida en tramos independientes cuya relación de largo a ancho satisfaga esta restricción.

7.5.2. En el análisis estático simplificado se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, de las torsiones y de los momentos de volteo y se verificará únicamente que las fuerzas cortantes totales que obran en cada piso, calculadas como se indica antes, no excedan a la suma de las resistencias al corte de los muros de carga proyectados en la dirección en la que se considera la aceleración, debiéndose verificar en dos direcciones ortogonales.

En este cálculo, tratándose de muros cuya relación de altura h entre pisos consecutivos a longitud L , exceda a 1.33, el esfuerzo admisible se reducirá multiplicándolo por el coeficiente $(1.33L/h)^2$.

CAPITULO 8 EL METODO 2 DE ANÁLISIS

- 8.1 Los modos de oscilación y períodos naturales del sistema deberán ser determinados usando los principios de la dinámica, aplicados a la mecánica de estructuras. Las masas del sistema se podrán concentrar a la altura de los pisos; esta masa se determinará conforme al Artículo 6.2.2.

Para el cálculo de rigideces deberán incluirse todos los elementos que participen en la resistencia a la deformación lateral.

La rigidez de los elementos estructurales de Concreto Reforzado se tomará como:

$$(EI)_{eq} = E_c^{1/2}(I_b + I_a)$$

donde

$(EI)_{eq}$	=	Rigidez equivalente.
E_c	=	Módulo elástico del concreto
I_b	=	Momento de inercia de las secciones sin agrietamiento y sin considerar el refuerzo de acero (sección bruta).
I_a	=	Momento de inercia de la sección agrietada.

Nota: Para estimaciones preliminares no se requiere gran precisión en la estimación de I_a .

- 8.2 Las fuerzas sísmicas máximas correspondientes a cada modo, vendrán dadas por:

$$(F_i)_j = (\alpha C_j \eta_{ij}) W_i$$

donde

$(F_i)_j$	=	Fuerza Sísmica en el nivel i correspondiente al modo de oscilación j .
α, W_i	=	Según fueron definidos en el Capítulo 7
C_j	=	Pseudo-aceleración = Coeficiente sísmico correspondiente al Período T_j para cada tipo de estructura de acuerdo a las figuras 5.1.a o 5.1.b.

$$\eta_{ij} = \left[\frac{\phi_i \sum_{i=1}^N W_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N W_i \phi_i^2} \right]_j$$

$(\phi_i)_j$ = Valor en el nivel i , del modo j (con el signo incluido).

- 8.3 Combinaciones requeridas para la evaluación de los efectos sísmicos.

8.3.1 Una vez determinadas las fuerzas sísmicas correspondientes a cada modo significativo de oscilación $(F_i)_j$ se procederá en la siguiente forma a fin de determinar los efectos sísmicos (CS).

- a) Para cada modo significativo de oscilación se determinarán las fuerzas (momentos flectores, fuerzas axiales y cortantes) en los elementos así como los desplazamientos transversales en cada nivel; para todos estos cálculos se considerará la estructura elástica.
- b) Los valores obtenidos para cada modo significativo, tanto para las fuerzas de los elementos como para los desplazamientos laterales de los niveles de piso, serán combinados calculando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores correspondientes a cada modo. Sin embargo, este valor no podrá ser inferior a la suma de los valores absolutos correspondientes a dos modos significativos cualesquiera $(i, j$ arbitrarios).

$$S = \sqrt{S_1^2 + S_2^2 + \dots + S_n^2} \geq (|S_i| + |S_j|)$$

donde

S = Valor total correspondiente a las fuerzas en los elementos o a los desplazamientos laterales de los niveles de piso.

S_i, S_j = Valor correspondiente al modo de oscilación i o j .

S_n = Valor correspondiente al último modo significativo de oscilación.

8.3.2. Se considerarán como modos significativos, aquellos cuyo período de vibración sea mayor de 0.03 seg., siempre que haya más de dos.

CAPITULO 9 EL METODO 3 DE ANÁLISIS

- 9.1 Cuando sea necesario un análisis dinámico más detallado, o cuando la estructura no pueda clasificarse en uno de los tipos descritos en el Artículo 3.2.1., deberá usarse como *registro sísmico base* algún registro, real o artificial, proporcionado en magnitud y contenido de frecuencias de manera que el promedio de su espectro de respuesta para 5 y 10 por ciento de amortiguamiento crítico, sea comparable a los coeficientes sísmicos de la figura 5.1, para los Tipos 4 y 5 respectivamente.
- 9.2 Para sistemas estructurales, cuyos modos y períodos de oscilación verticales sean significativos, deberá utilizarse la información derivada de la componente vertical del registro sísmico base; si este no existiera, se utilizará el registro base multiplicado por $2/3$.

CAPITULO 10 DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES

- 10.1 Los desplazamientos laterales deberán ser estimados por medio de la siguiente expresión que contempla las deformaciones en el rango plástico necesarias para absorber y disipar energía.

$$\delta_i = K (\delta_e)_i$$

donde

- δ_i = Desplazamiento lateral en el nivel i .
 K = Factor dado por la Tabla 10.1.
 $(\delta_e)_i$ = Desplazamiento lateral en el nivel i calculado para las fuerzas sísmicas de diseño suponiendo que la estructura es linealmente elástica. Para estructuras de concreto reforzado se usarán las rigideces del Artículo 8.1.

Tabla 10.1 Factores para cálculo de desplazamientos	
Tipo de estructura	Factor K
1	6
2	3
3	2
4	1
5	1

- 10.2 La estructura deberá ser revisada en su estabilidad y esfuerzos secundarios en las columnas, para los desplazamientos calculados en el Artículo 10.1
- 10.3 La participación o no participación de muros de mampostería u otros elementos no estructurales en la resistencia lateral deberá ser estimada en base a los valores calculados en el Artículo 10.1
- 10.4 El desplazamiento lateral δ_i de cualquier nivel del edificio relativo al nivel adyacente, no podrá exceder de 0.005 veces la altura entre niveles para edificios que pertenezcan al Grupo A, ni 0.010 para edificios del Grupo B, según clasificación del Artículo 3.1.1.
- 10.5 Separaciones entre estructuras
- 10.5.1 Dos estructuras cualesquiera deberán estar separadas de tal manera que no haya posibilidad de contacto cuando éstas desplacen una hacia la otra por la cantidad indicada en el Artículo 10.1. La separación mínima será de 5 cm. Lo anterior incluye partes de un edificio diseñadas para actuar independientemente y separadas por juntas de expansión.
- 10.5.2 Las juntas de expansión deberán ser tales que sus materiales permitan movimientos relativos, o bien que fluyan plásticamente o se fracturan antes que las partes estructurales.

CAPITULO 11 REQUERIMIENTO GENERALES

11.1 Distribución Horizontal del Cortante

El cortante total de cualquier nivel horizontal deberá distribuirse entre los elementos resistentes en proporción a sus rigideces, considerando que la losa de piso actúa como un diagrama rígido.

11.2 Momentos de Torsión

11.2.1 A menos que el análisis haya contemplado la rotación de los niveles debida al acoplamiento de modos de traslación y torsión (análisis tridimensional), la estructura deberá dimensionarse a cada nivel añadiendo en las columnas y muros una fuerza cortante producida por un momento de torsión dado por la condición más desfavorable de las expresiones siguientes:

$$(M_t)_i = [1.5e_i + 0.025(1 + h_i/H)D]V_i$$

$$(M_t)_i = [e_i - 0.025(1 + h_i/H)D]V_i$$

donde

$(M_t)_i$ = Momento de torsión en el nivel i .

e_i = Distancia entre el Centro de Masa y el Centro de Rigidez en el nivel i .
(*Excentricidad calculada*).

V_i = Cortante en el nivel i .

h_i = Altura del nivel i sobre el nivel de base.

H, D = Altura total y dimensión del edificio según se definieron en el Artículo 7.1.

11.2.2 Todo edificio deberá ser estructurado de modo que en cada uno de sus niveles la fuerza que actúa sobre cualquier elemento para resistir el momento de torsión calculado en el Artículo 11.2.1 no podrá exceder a la fuerza que actúa sobre el mismo elemento como resultado de la distribución del esfuerzo de corte V_i .

11.2.3 Esfuerzos de corte debidos al momento de torsión en sentido opuesto a los producidos por la distribución de las fuerzas de corte V_i , serán despreciados.

11.3 Fuerzas Sísmicas Verticales:

11.3.1 Para los métodos 1 y 2 de análisis, se considerará que el efecto dinámico producido por el movimiento vertical del sismo está considerado en los factores de sobrecarga de las fuerzas gravitacionales, excepto en los casos comprendidos en el Artículo 11.3.2.

11.3.2 Para elementos flexibles de edificios (período de oscilación mayor a 0.1 seg.) como voladizos, marquesinas, tuberías, maquinaria, etc. se utilizará el factor C_p de la Tabla 11.1

11.4. Fuerzas Sísmicas sobre Partes de Edificios u otras Estructuras.

Partes de edificios o estructuras y sus anclajes, así como los elementos flexibles de oscilación vertical referidos en el Artículo 11.3.2. deberán diseñarse para fuerzas sísmicas de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_p = C_p W_p$$

Los valores de C_p están dados en la Tabla 11.1. La distribución de estas fuerzas se hará de acuerdo a la distribución de la masa.

11.5 Fundaciones

11.5.1 Las fuerzas axiales y cortantes, así como los momentos, transmitidos por las columnas a las fundaciones deberán ser equilibrados por las presiones del suelo sobre las mismas.

Si el cálculo indica la aparición de tensiones entre la fundación y el terreno, se admitirá que en una zona de la fundación no existen esfuerzos de contacto, debiendo satisfacerse el equilibrio con el resto del área siempre que no se sobrepasen los esfuerzos permisibles del terreno modificados por el factor de seguridad de la Tabla 4.1. Se revisará la estabilidad de la fundación y la estructura bajo esas condiciones.

Se recomienda unir las placas aisladas mediante vigas de amarre de acuerdo con el artículo siguiente.

11.5.2 Fundaciones sobre pilotes.

A menos que pueda disponerse de un empotramiento equivalente por otros medios, en todo edificio las zapatas individuales sobre pilotes deben interconectarse por medio de elementos de amarre, cada uno de los cuales debe resistir en tensión o compresión una fuerza horizontal igual al 10 por ciento de la carga correspondiente a la zapata más solicitada.

Tabla 11.1 Factor C_p para partes de edificios

Parte del edificio	Dirección de la fuerza	C_p
Sobre el suelo: Paredes, particiones y mampostería que no trabajen en voladizo; tapias de concreto	Normal a la superficie plana	0.20
Sobre el suelo: Paredes y muros en voladizo (Excepto muros de retención)	Normal a la superficie plana	1.00
En edificios: Paredes y mampostería externas al edificio, colocados en el nivel i	Normal a la superficie plana	$1.5C_{pi}^*$
En edificios: Paredes, particiones y mampostería dentro del edificio, colocados en el nivel i .	Normal a la superficie plana	$1.2C_{pi}^*$
Casetas y otras construcciones en el nivel superior del edificio (nivel N)	Normal a la superficie plana	$1.2C_{pi}^*$
Rótulos, apéndices y ornamentos; tanto interiores como exteriores	Cualquier dirección horizontal	1.00
Uniones para elementos estructurales prefabricados (excepto paredes), con la fuerza aplicada al centro de gravedad del conjunto	Cualquier dirección horizontal	0.50
Uniones para tableros exteriores	Cualquier dirección horizontal	2.00
Pisos y techos actuando como diafragmas	Cualquier dirección horizontal	0.15
Equipo rígido o soportado rígidamente, tal como calderas, motores, generadores, bombas, etc. unido o formando parte de un edificio	Cualquier dirección horizontal	0.50
Equipo flexible o soportado flexiblemente, tal como tuberías, tanques elevados, etc. con un período de oscilación del equipo y su sistema soportante mayor a 0.1 seg. y unido, formando parte, o estando dentro de un edificio.	Cualquier dirección horizontal	1.00
	Dirección vertical	0.67
Marquesinas, balcones exteriores, salientes de techo	Dirección vertical	0.67
Tanques junto con la masa efectiva de su contenido, colocados sobre el suelo y fuera del edificio	Dirección horizontal	0.20

Nota: $C_{pi}^* = \alpha C_i \eta_i$ para el Método 1 de análisis y $C_{pi}^* = \alpha C_{i1} \eta_{i1}$ para el Método 2 de análisis

CAPITULO 12 INSTRUMENTACIÓN, REPARACIONES, REMODELACIONES Y MODIFICACIONES

12.1 Instrumentación.

12.1.1 En todo edificio de más de 10 pisos, deberá instalarse un acelerógrafo de movimiento fuerte, de tres componentes, colocado en el nivel de base; para más de 15 pisos se instalará uno adicional, de iguales características, en el nivel inmediatamente inferior al techo del edificio. Tales instalaciones se harán por cuenta del propietario del edificio.

12.1.2 La especificación de calidad mínima, instalación, mantenimiento y observación de estos instrumentos será responsabilidad del Instituto Vulcanológico y Sismológico de Costa Rica.

12.2. Reparaciones.

Toda estructura que resulte dañada en un sismo de gran intensidad deberá ser reparada de manera que se alcance al menos su resistencia estructural original. Si el comportamiento de la estructura durante un sismo indica una estructuración, diseño o construcción tales que puedan producir su colapso durante un sismo futuro, la estructura deberá ser reparada en base a las reglamentaciones de esta Norma o en su defecto deberá ser demolida, todo a juicio de la autoridad competente.

12.3. Remodelaciones y Modificaciones.

Cuando la remodelación o modificación de un edificio la haga cambiar de Grupo de acuerdo a su uso, le añada una mayor carga gravitacional, o le varíe su estructuración entonces la estructura deberá revisarse y rediseñarse según las condiciones establecidas por esta Norma.

12.4. Precauciones durante la construcción.

Toda obra se ejecutará de tal manera que durante su proceso de construcción esté en capacidad de resistir las acciones sísmicas dadas en esta Norma.

En elementos secundarios basta tomar precauciones para evitar daños por fallas locales.

12.5. Condiciones Para los Elementos No-Estrucutrales.

Los elementos no estructurales son aquellos que no contribuyen a la resistencia y rigidez de la estructura principal. En este tipo de elementos se incluyen tanto a los que se han desligado de la estructura adecuadamente como los que están constituidos por materiales

frágiles. Todos los elementos no-estructurales deberán construirse tomando en cuenta los posibles desplazamientos de la estructura principal y calcularse según lo indica esta Norma.

Aquellas fachadas de edificios cuyos elementos constructivos no se puedan ajustar a las condiciones indicadas para elementos no estructurales, estarán provistas de obras adecuadas para la protección de la vía pública, sujetas a la aprobación de la autoridad competente.

SEGUNDA PARTE. DISEÑO

A. ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

CAPITULO 13 GENERALIDADES

- 13.1 Los edificios de concreto reforzado que se diseñen para resistir las fuerzas sísmicas calculadas siguiendo los procedimientos establecidos en la PRIMERA PARTE (con los factores de carga del artículo 6.3) deberán cumplir con las especificaciones en vigencia más recientes del Comité 318 del Instituto Americano del Concreto (en adelante denominado Código ACI-318) excepto en lo referente a su Apéndice A: - “Disposiciones Especiales para Diseño Sísmico” (en adelante denominado Apéndice A), que será sustituido por esta Norma en lo que se refiere a marcos y muros estructurales dúctiles (estructuras tipo 1 y 2 en los capítulos 15, 16, 18).

Para los aspectos generales de diseño como alternativa, podrán usarse las especificaciones contenidas en otros códigos; sin embargo las disposiciones de esta sección prevalecerán sobre cualquier disposición que la contradiga y el diseño deberá ser tal que la seguridad de la estructura resultante sea cuando menos igual a la obtenida con la presente Norma.

- 13.2 Definiciones y Nomenclatura

Concreto Confinado: Es aquel que ha sido colocado con aros que se denominarán *aros de confinamiento*, espaciados de tal manera que restrinjan al concreto en direcciones perpendiculares a las fuerzas aplicadas.

Aros de Confinamiento: Pueden ser espirales, estribos de amarre o cualquier otro tipo de aro que pueda cumplir su función adecuadamente. Para esto los aros deberán ser continuos y cerrados, de tamaño no menor al de una barra N°3, con un doblado típico de 135 grados y una extensión mínima de 10 diámetros en los extremos; además deberán circunscribir al refuerzo longitudinal.

Núcleo de Unión: Es la parte de una estructura común a dos o más elementos que se unen en un nudo.

Rótula Plástica: Región donde es posible alcanzar y mantener la capacidad última en flexión con rotulaciones inelásticas y reversibles de magnitud significativa debidas a la fluencia plástica del acero en tensión.

Amarre suplementario: Amarre transversal con un doblez típico en cada extremo que abarca al refuerzo longitudinal junto al aro o la espiral rectangular.

13.2.1 Nomenclatura

a	–	Separación centro a centro de los aros (cm)
A_c	–	Area del núcleo, en columnas con refuerzo en espiral (cm^2)
A'_c	–	Sección transversal del núcleo de unión que resiste los esfuerzos cortante (Cap.16) (cm^2)
A_g	–	Area bruta de la sección (cm^2). En uniones, área bruta de concreto en la unión (cm^2)
A_s	–	Area de acero de refuerzo en tensión (cm^2)
$A_{s\ min}$	–	Area mínima de acero en tensión (cm^2) (Cap.18)
$A_s h$	–	Area de la barra que forma el estribo o espiral.
A_v	–	En uniones, área del refuerzo transversal en una distancia s (cm^2).
b	–	Ancho de la cara en compresión de un elemento (cm)
d	–	Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero en tensión (cm)
f'_c	–	Resistencia especificada en el concreto (kg/cm^2).
f_y	–	Esfuerzo de fluencia especificado en el acero de refuerzo (kg/cm^2).
h'	–	Distancia máxima sin soportes de un aro o espiral rectangular entre brazos perpendiculares del aro o amarres suplementarios. (cm)
H	–	Altura libre de la columna; ya sea la distancia entre vigas o el valor calculado en el Artículo 15.6 (cm)
H'	–	Altura del muro estructural (cm)
l_w	–	Longitud del muro estructural (cm)
L	–	Distancia entre las rótulas plásticas.
M_a	–	Momento flector obtenido en el análisis ($kg-m$) (Cap.18)
M_u^A, M_u^B	–	Momentos últimos en regiones donde se localizan las rótulas plásticas, calculados de manera que produzcan doble curvatura ($kg-m$).
N	–	Fuerza axial en la unión (kg) (Cap.16)
ρ	–	Cociente del área de acero de refuerzo y área bd de la sección de concreto $= A_s / bd$.
ρ_b	–	Valor de ρ tal que se producen simultáneamente el valor de fluencia en el acero en tensión y el valor supuesto como capacidad última del concreto.
ρ_s	–	Cociente del volumen de refuerzo espiral y el volumen del núcleo reforzado (incluyendo las espirales)
P_b	–	Fuerza axial correspondiente al punto de balance (punto de máximo momento flector en el diagrama de interacción) (kg)
P_o	–	Fuerza última al aplicar carga axial únicamente (kg)
P_u	–	Carga última que debe ser resistida por la columna (kg)
s	–	Espaciamiento de los aros (cm). En muros estructurales dúctiles, espaciamiento del refuerzo transversal (horizontal)

s_v	–	Espaciamiento del refuerzo vertical en muros estructurales dúctiles (cm)
t	–	Espesor del muro estructural (cm)
v_c	–	Capacidad del esfuerzo cortante en el concreto (kg/cm^2) (Cap.16)
v_u	–	Esfuerzo nominal de cortante en el concreto (kg/cm^2) (Cap.16)
V_a	–	Fuerza cortante obtenida en el análisis (kg) (Cap.18)
V_u	–	Fuerza cortante de diseño en (kg)
V_G, V_Q	–	Fuerza cortante debida a las cargas gravitacionales permanente y temporal respectivamente (kg)
γ	–	Coefficiente para capacidad del esfuerzo cortante en uniones (Cap 16)
ϕ	–	Factor de reducción de la resistencia última.

- 13.3 Durante un sismo las fuerzas que se pueden presentar en las secciones de los elementos son los valores últimos reales de las mismas y no las magnitudes resultantes de la aplicación estática de las acciones sísmicas, calculadas según la Primera Parte de esta Norma. Esto es así debido a que la estructura fluye en el rango inelástico durante el sismo; en consecuencia, el diseño sísmico no sólo debe satisfacer un valor mínimo de resistencia en los elementos sino que también debe conocer y limitar el valor máximo de la misma.
- 13.4 Para garantizar que la distribución de las fuerzas en los elementos componentes de la estructura principal será conforme al análisis de la Primera Parte de esta Norma, debe asegurarse la no participación de aquellos elementos que no fueron considerados como factores de resistencia al sismo; por lo tanto, es preciso poner especial énfasis en el diseño, los detalles y la construcción de estos elementos no estructurales.
- 13.5 Los marcos, muros estructurales y combinaciones de éstos deberán ser diseñados para resistir las fuerzas producidas por la excitación sísmica y para fluir plásticamente en forma cíclica y reversible en algunas regiones. Los sistemas de piso y techo deberán diseñarse para transferir y distribuir las fuerzas entre los distintos elementos.
- 13.6 Debido a que las aceleraciones sísmicas producen deformaciones inelásticas y reversibles en los elementos, es necesario garantizar en los mismos un comportamiento dúctil debido a la fluencia del acero en tensión, evitando fallas frágiles causadas por deformación excesiva del concreto, falta de confinamiento, mecanismos de falla por cortante o fuerza axial, fallas en las uniones de vigas y columnas o en las fundaciones, pandeo local del acero al fluir en compresión, etc.
- 13.7 A fin de garantizar la estabilidad de la estructura en presencia de cargas gravitacionales, los desplazamientos horizontales calculados según el Artículo 10.1 deberán satisfacer la limitación del Artículo 10.4.
- 13.8 La resistencia mínima especificada del concreto deberá ser de 210 kg/cm^2 y la resistencia máxima especificable para elementos de concreto liviano es de 280 kg/cm^2 .

El acero poseerá propiedades dúctiles; su límite de fluencia especificado no será mayor de 4.200 kg/cm².

Para verificar las características de resistencia de los materiales se seguirán las normas ASTM.

- 13.9 En columnas y vigas el traslape de refuerzo deberá hacerse en forma escalonada. En ningún caso se deberá traslapar en una misma sección más del 50 por ciento del refuerzo dentro de la longitud de traslape.

Las longitudes de anclaje y traslape que deberán usarse en las diferentes barras son las que se presentan en la Tabla 13.1.

Tabla 13.1	
Barra No.	Longitud de traslape (cm)
2	30
3	30
4	40
5	50
6	60
7	70
8	80

CAPITULO 14 DISEÑO DE ELEMENTOS EN FLEXIÓN

- 14.1 El valor máximo de ρ no podrá exceder de $0.50\rho_b$ y preferiblemente no será mayor a 0.025 ($\rho \leq 2.5\%$).

Tanto el refuerzo superior como el inferior deberán consistir de dos barras cuando menos, y el valor mínimo de ρ será $14/f_y$ y a todo lo largo del elemento.

- 14.2 Por lo menos un tercio del refuerzo en tensión requerido para los momentos negativos en los apoyos, debe iniciar su longitud de anclaje más allá de la posición extrema del punto de inflexión o de una longitud de 0.25 veces la luz de la viga medida de la cara del apoyo. Al menos una cuarta parte del valor máximo de acero en tensión requerido en la parte superior de la viga deberá ser continuo a lo largo de la misma.
- 14.3 La capacidad mínima del momento positivo de un elemento en flexión será 50 por ciento de la capacidad de su momento negativo.
- 14.4 El refuerzo superior e inferior de elementos en flexión que lleguen a las caras opuestas de una columna deberá ser continuo y sin dobleces a través de la misma. Cuando esto no sea posible con alguna barra, debido a variaciones en la sección transversal de la viga, deberá anclarse conforme al Artículo 14.5.
- 14.5 Elementos flectores que terminen en una columna deberán prolongar su refuerzo superior e inferior hasta la cara opuesta de la región confinada y continuar verticalmente después de un dobléz de 90° .

La longitud de anclaje se medirá desde el inicio del dobléz de 90° hasta el final de la barra: el radio de dobléz no podrá ser menor a cuatro veces el diámetro de la barra y preferiblemente será de seis veces el mismo.

- 14.6 La longitud del anclaje en regiones confinadas no podrá ser menor de dos tercios del valor indicado en el Artículo 13.9 siempre y cuando no sea menor de 30 cm. En cualquier otra parte se usarán los valores del Artículo 13.9.
- 14.7 Todo elemento en flexión deberá estar reforzado transversalmente con estribos a fin de resistir los cortantes debidos a las cargas gravitacionales y a la formación de rótulas plásticas debidas al desplazamiento horizontal.

El espaciamiento máximo será de $d/2$ y la barra mínima permisible que se podrá usar es la N°3.

14.8 El refuerzo transversal se calculará conforme al Código ACI-318 pero deberá satisfacer además las siguientes indicaciones:

a) Cortante Máximo: Se calcula como:

$$V_u = \frac{M_u^A + M_u^B}{L} + 1.4(V_G + V_Q)$$

donde

V_u – Valor último de cortante.

M_u^A, M_u^B – Momentos últimos en regiones donde se localizan las rótulas plásticas (usualmente en los extremos); calculados de manera que produzcan doble curvatura (debe calcularse en ambos sentidos).

L – Distancia entre las rótulas plásticas correspondientes a M_u^A y M_u^B .

V_G, V_Q – Fuerza cortante debida a las cargas gravitacionales – permanente y temporal respectivamente.

Los momentos M_u^A y M_u^B se calcularán sin el factor de reducción ϕ y considerando una fluencia de acero de 1.25 veces el valor especificado. La capacidad en cortante se calculará con el valor de reducción ϕ .

b) Deberán colocarse aros de confinamiento con un espaciamiento máximo que no exceda $d/4$, 8 veces el diámetro de las barras, 24 veces el diámetro del aro o 30 cm, en las siguientes regiones:

- 1) En los extremos del elemento: el primer aro deberá colocarse a 5 cm de la cara de la columna y el último a una distancia mínima de $2d$ a partir de la cara de la columna.
- 2) En cualquier región del elemento en que se puedan formar rótulas plásticas.
- 3) En cualquier región en que sea necesario acero de refuerzo en compresión que fluya plásticamente al producirse el momento último.
- 4) Cuando sea necesario traslapar el refuerzo en una región de tensión o esfuerzos reversibles; en estos casos la longitud de traslape deberá ser de 24 diámetros o 30 cm. No podrán usarse traslapes soldados a una distancia d de una rótula plástica. Serán necesarios al menos dos aros de confinamiento en cualquier traslape.

c) En regiones donde se utilicen aros de confinamiento, las barras longitudinales deberán estar soportadas lateralmente de acuerdo a las indicaciones para columnas con estribos. Para este efecto podrán utilizarse aros de confinamiento simples o traslapados así como amarres suplementarios.

CAPITULO 15 DISEÑOS DE ELEMENTOS SUJETOS A FUERZA AXIAL Y MOMENTO FLECTOR EN ESTRUCTURAS DÚCTILES

11.5 El valor de ρ en columnas estará limitado a un mínimo de 0.01 y a un máximo de 0.06

11.6 En cualquier unión de vigas y columnas la suma de las resistencias en flexión de las columnas en presencia de las fuerzas axiales de diseño deberá ser mayor que la suma de las resistencias en flexión de las vigas en una y otra dirección principal.

Lo anterior no es necesario si la suma de la resistencia en flexión del núcleo central confinado de las columnas es suficiente para resistir las cargas de diseño, o si se cumple la condición del Artículo 15.4.

15.3. Las disposiciones del Artículo 15.2 también podrán ser eliminadas si se demuestra que las columnas y elementos flectores de los elementos restantes en el nivel considerado son capaces de resistir la redistribución de la fuerza cortante debida a la supresión de la columna en consideración.

15.4. Las columnas deberá diseñarse y detallarse como elementos flectores utilizando las disposiciones comprendidas en el Capítulo 14 cuando:

$$P_u \leq 0.4P_b$$

15.5 Si $P_u > 0.4P_b$ deberá seguirse el procedimiento descrito a continuación.

15.5.1. Debe proveerse confinamiento al núcleo central, arriba y abajo de las uniones con las vigas, por medio de acero transversal en forma de espiral o aros en una distancia de por lo menos:

- La mayor dimensión transversal de la columna.
- Una distancia de 45 cm.
- Un sexto de la altura libre de la columna.

15.5.2. Para refuerzo en espiral circular la razón volumétrica ρ_s no podrá ser menor de:

$$\rho_s = 0.45 \left(A_g / A_c - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

15.5.3. Para refuerzo en forma de aro o espiral rectangulares, el área requerida del

refuerzo se calculará como:

$$A_{sh} = \frac{h' \rho_s a}{2}$$

donde

A_{sh} = Área de la barra que forma el estribo o espiral.

ρ_s = La razón volumétrica calculada de acuerdo al Artículo 15.5.2.

h' = Distancia máxima sin soportes de un aro o espiral rectangular en brazos perpendiculares del aro o amarres suplementarios.

a = Separación centro a centro de los aros.

El valor máximo de a será de 10 cm; deben satisfacerse los requerimientos de refuerzo lateral del Código ACI-318. A fin de reducir la distancia h' pueden utilizarse amarres suplementarios de igual diámetro unidos a los refuerzos longitudinal y transversal por medio de dobles típicos en los finales.

- 15.6 Cuando existan muros o particiones rígidas que no sean continuas de piso a techo y que participen como elementos de resistencia lateral, se considerará como altura libre de la columna el claro vertical en la pared. En estos casos el confinamiento se hará a todo lo alto de la columna.
- 15.7 Las columnas deben reforzarse transversalmente a fin de resistir una fuerza cortante igual a:

$$V_u = \frac{(M_u^A + M_u^B)}{H}$$

donde

V_u = Momento cortante de diseño

M_u^A y M_u^B = Momentos últimos en los extremos de la altura libre de la columna

H = Altura libre de la columna; ya sea la distancia entre vigas o el valor calculado en el Artículo 15.6.

Para el cálculo de M_u^A y M_u^B no se incluye el factor de reducción ϕ y la fluencia del acero se toma como 1.25 veces su valor especificado; la capacidad del cortante sí incluye el valor de reducción ϕ .

El cortante permisible en el concreto es el valor especificado en el Código ACI-318; la separación máxima del refuerzo transversal será $d/2$.

- 15.8 En caso necesario, pueden utilizarse amarres suplementarios para satisfacer los requerimientos del Artículo 15.7.
- 15.9 Si la altura libre de una columna es menor a cuatro veces la distancia d , es decir $H/d < 4$, el valor ρ_s no podrá ser menor a 0.01; en estos casos siempre deberá tenerse

$$P_u \leq 0.5P_o$$

donde

P_u = Fuerza axial de diseño

P_o = Fuerza última debida a carga axial únicamente.

- 15.10. Cuando las columnas deban resistir con su núcleo central las fuerzas sísmicas de diseño de acuerdo al Artículo 15.2, sólo se considerará el área del núcleo central en la resistencia del esfuerzo cortante.
- 15.11 Los traslapes del refuerzo vertical deben satisfacer los requerimientos de Detalles de Refuerzo del Código ACI-318, pero no podrán hacerse traslapes de menos de 30 diámetros de la barra o 40 cm.

Cuando se utilice soldadura u otro artificio mecánico, al menos tres cuartos del refuerzo total deberá ser continuo, y la distancia entre traslapes de barras adyacentes no podrá ser inferior a 30 cm.

CAPITULO 16 DISEÑO DE UNIONES DE VIGAS Y COLUMNAS EN ESTRUCTURAS DÚCTILES

- 16.1 El núcleo de unión debe proporcionarse para resistir las fuerzas transmitidas por los elementos. Los esfuerzos deben determinarse considerando un diagrama de cuerpo libre del núcleo con fuerzas calculadas a partir de las capacidades últimas y la altura libre real de los elementos.
- 16.2 Esfuerzos de compresión del concreto en el núcleo:
- El esfuerzo del concreto no podrá exceder de $0.85f'_c$ si no existe un confinamiento eficaz producido por los elementos que llegan al nudo.
 - Si existe confinamiento eficaz debido a elementos flectores que llegan a los cuatro lados del núcleo de unión, el esfuerzo permisible en el concreto será $1.1f'_c$. Para producirse confinamiento eficaz, un elemento debe tener un ancho no menor a tres cuartos del ancho del núcleo de unión.
 - Cuando sea necesario transferir fuerzas axiales de tensión a través del núcleo de unión, el refuerzo debe diseñarse para tomar la fuerza total.

- 16.3 El esfuerzo cortante nominal se calcula como:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi A'_c}$$

donde

A'_c = Sección transversal del núcleo que resiste los esfuerzos cortantes.

- 16.4 El esfuerzo cortante nominal del concreto en el núcleo no podrá exceder:

$$v_c = 0.9\gamma\sqrt{f'_c(1 + .028N/A_g)}$$

donde

N = Fuerza axial (positiva en compresión) (kg)

A_g = Area bruta de concreto en la unión (cm²)

f'_c = Resistencia del concreto a compresión (kg/cm²)

γ = 1.4. Si el núcleo está confinado por elementos en ambas caras paralelas a los ejes del elemento que produce los esfuerzos cortante en el nudo. Por lo menos tres cuartos del nudo deben ser cubiertos por el elemento de confinamiento.

γ = 1.0. Para núcleos no confinados.

Si el núcleo está sujeto a fuerza axial, el esfuerzo nominal v_c será cero y el cortante total deberá ser resistido por el refuerzo transversal.

- 16.5 Cuando el esfuerzo nominal v_u exceda v_c , deberá reforzarse transversalmente el núcleo con aros de confinamiento tales que

$$A_v = \frac{(v_u - v_c)bs}{f_y}$$

donde

A_v – Area del refuerzo transversal en una distancia s .

b – Ancho del núcleo de unión.

s – Espaciamiento de los aros.

f_y – Límite de fluencia del refuerzo transversal

Los estribos de confinamiento que se utilicen para la compresión axial podrán considerarse como refuerzo efectivo para cortante, todo el refuerzo en cortante deberá colocarse en la distancia comprendida entre el centroide de las fuerzas de tensión que producen el cortante al centroide de las fuerzas en compresión que resisten a las fuerzas de tensión.

- 16.6 El refuerzo transversal deberá tener al menos un tercio de la capacidad total en cortante del núcleo.
- 16.7 El cortante máximo en el núcleo v_u no podrá exceder $5\sqrt{f'_c}$ donde f'_c es en kg/cm^2 .
- 16.8 Todas las barras de refuerzo que pasen por o terminen en el núcleo de unión deberán satisfacer las disposiciones de los artículos 14.4 y 14.5.

CAPITULO 17 CONCRETO PRE-ESFORZADO

- 17.1 Los elementos continuos de concreto pre-esforzado deberán reforzarse con acero estructural y confinarse con aros, de manera que se garantice la absorción de energía por deformación plástica de carácter reversible, en las regiones señaladas en el Artículo 14.8 parte b.
- 17.2 Los pisos y sistemas de techo concreto pretensado, pueden ser usados como diafragmas sin análisis especial.
- 17.3 El diseño de los elementos pre-esforzados diseñados para resistir las fuerzas sísmicas deberán cumplir con las especificaciones más recientes del Comité 318 del ACI, excepto en lo referente a su Apéndice A. Rigen los Artículos 13.3, 13.4, 13.5, 13.6, 13.7, 13.8, 13.9 (en parte), 14.2, 14.3, 14.4, 14.5, 14.6 (en parte), 14.7 y 14.8.

CAPITULO 18 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DÚCTILES

18.1 Para que un muro estructural pueda ser considerado como dúctil debe satisfacer los siguientes requisitos:

a) La fuerza axial de diseño P_u debe satisfacer

$$P_u \leq 0.4P_b$$

o de lo contrario, poseer elementos de borde que satisfagan el Artículo 18.9. En todo caso la fuerza axial P_u deberá satisfacer

$$P_u \leq 0.5P_o$$

donde

P_u – Fuerza axial de diseño

P_b – Fuerza axial correspondiente al punto de balance.

b) El cortante de diseño debe satisfacer

$$V_u \leq 1.60t_l_w \sqrt{f'_c}$$

donde

V_u = Cortante de diseño en kg.

t = Espesor del muro en cm.

l_w = Longitud del muro en cm.

f'_c = Resistencia del concreto en kg/cm².

c) La razón de altura a longitud horizontal debe satisfacer la relación $H' \geq 4l_w$, donde H' es la altura del muro estructural y l_w es la longitud del muro, a menos que se demuestre con cálculos más detallados, que la deformación debida a la fuerza cortante es menos de un 10 por ciento de la deformación total.

d) En las regiones donde se formen las rótulas plásticas en el muro

$$M_u > V_u l_w$$

18.2 El diseño de muros estructurales dúctiles podrá hacerse con las hipótesis utilizadas en el

diseño de columnas en flexión, entre ellas: secciones planas antes de deformarse pertenecen planas después de la deformación, se desprecia la resistencia en tensión del concreto, representación de los esfuerzos de compresión como un bloque rectangular, etc.

- 18.3 A fin de garantizar una relación momento-curvatura adecuada, el acero de refuerzo deberá distribuirse de manera que la iniciación de la falla sea controlada por flexión y no se produzca una reducción en la capacidad al fracturarse la sección.

A fin de lograr esto, podrá seguirse el procedimiento descrito a continuación o cualquier otro que garantice los resultados deseados:

- a) Obtener las fuerzas de diseño considerando los factores de Artículo 6.3.
- b) Calcular el momento de agrietamiento.
- c) Diseñar la pared para la carga axial combinada con el mayor de los momentos flectores obtenidos en “a” y “b”. Determinar el área de acero en tensión A_s .
- d) Calcular el área mínima de acero en tensión $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} td$$

- e) Si $A_s < A_{s,min}$ debe usarse $A_{s,min}$ o $1.33A_s$. En todo caso el acero en tensión no podrá ser inferior a $0.002td$, deberá estar distribuido en una longitud $l_w/10$ de la fibra extrema en tensión y reforzado transversalmente. Habrá acero en tensión en ambos extremos.
- 18.4 Adicionalmente al acero en tensión del Artículo 18.3, debe añadirse acero vertical con un área no menor a $0.0015ts_v$, donde s_v es el espaciamiento del refuerzo vertical; s_v no podrá ser mayor de 45 cm.
- 18.5 A fin de evitar fallas en los traslapes, el acero en tensión deberá traslaparse en pisos alternos, de modo que al menos el 50 por ciento sea continuo.
- 18.6 Prevención de falla por cortante.
- 18.6.1 A fin de evitar una falla frágil debida a los esfuerzos cortantes es necesario determinar el valor último posible del momento flector; para esto se considerará el aumento del momento flector debido a la presencia de la fuerza axial, se incluirá todo el acero longitudinal asumiendo un valor de fluencia de $1.25f_y$ y

no se considerará el factor de reducción ϕ .

La capacidad en cortante requerida se obtendrá como el valor obtenido en el análisis, multiplicado por la razón de la capacidad en flexión y el momento derivado del análisis.

$$V_u = \frac{M_u}{M_a} V_a$$

donde

V_u = Capacidad requerida en cortante.

M_u = Capacidad en flexión calculada según se describe en el presente artículo.

M_a , V_a = Momento flector y fuerza cortante obtenidos en el análisis.

18.6.2 El acero de refuerzo tendrá un área no menor a $0.0025ts$ y un espaciamiento máximo de 45 cm.

18.6.3 En regiones de rótula plástica, no se considerará la resistencia al cortante del concreto; además el acero deberá distribuirse en las dos caras de la pared a fin de confinar al concreto.

18.7 Prevención de falla en la fundación.

La fundación deberá diseñarse para resistir el valor último del momento flector M_u según se calculó en el Artículo 18.6.1. El anclaje en la base del muro estructural debe ser tal que permita la fluencia reversible del acero. El momento último deberá ser transmitido por la fundación al suelo.

18.8 Prevención de falla en las juntas de construcción.

Las juntas de construcción en muros estructurales deben hacerse con concreto de alta calidad; deben estar limpias de materias extrañas y tener la suficiente rugosidad para garantizar cierta fricción. Además debe colocarse refuerzo longitudinal uniformemente distribuido adicional al requerido por tensión; las regulaciones de fricción en cortante del Capítulo de Cortante del Código ACI-318 pueden utilizarse para este fin.

18.9 Requisitos adicionales para paredes de carga con elementos de borde.

Además de satisfacer los requerimientos expresados en los Artículos 18.3, 18.4, 18.5, 18.6, 18.7 y 18.8 los muros estructurales en donde

$$P_u \geq 0.4P_b$$

deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- a) Deben diseñarse marcos de borde capaces de resistir la totalidad de las fuerzas verticales.
- b) El acero de refuerzo de los elementos de borde deberá confinarse en toda su longitud con refuerzo transversal de conformidad con el Artículo 15.5

B. ESTRUCTURAS DE ACERO

CAPITULO 19 GENERALIDADES

- 19.1 El diseño y la construcción de estructuras en acero deberá hacerse de acuerdo a la última edición de *Especificaciones para el Diseño, la Fabricación y la Erección de Edificios de Acero Estructural* del Instituto Americano de Construcción en Acero (*Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction), excepto en lo que se indica a continuación.
- 19.2 El diseño y la construcción de marcos dúctiles de acero se hará conforme a la última especificación del UBC (*Uniform Building Code*) para marcos dúctiles de acero; o cualquier procedimiento por el que se obtengan resultados semejantes.
- 19.3 Los esfuerzos permisibles en soldaduras para efectos sísmicos serán los que se utilicen para cargas gravitacionales.
- 19.4 Deberán tenerse en cuenta las indicaciones del Capítulo 13 que, por ser de carácter general no se refieren exclusivamente al concreto reforzado.
- 19.5 Se podrá diseñar en acero utilizando recomendaciones de otros códigos siempre que la ductilidad y resistencia de la estructura resultante sea por lo menos igual a la obtenida con esta Norma.

C. ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA EN EDIFICIOS

CAPITULO 20 GENERALIDADES

- 20.1 El diseño y la construcción de elementos de mampostería deberá hacerse conforme a las últimas regulaciones del *Uniform Building Code* o cualquier otra especificación que produzca resultados similares.
- 20.2 Todo muro de mampostería deberá reforzarse de acuerdo a los requerimientos del análisis estructural. El área mínima de acero y el máximo espaciamiento del refuerzo están dados por la Tabla 20.1.

Tipo de Muro	Refuerzo total mínimo (%)	Máximo espaciamiento (cm)	
		Barras verticales	Barras Horizontales
Muro de carga	0.24	60	120
Muro estructural	0.20	60	120
Muro no estructural	0.15	120	200

Observaciones:

- a) El refuerzo mínimo total es la suma de los refuerzos vertical y horizontal: por lo menos un tercio del valor mínimo especificado debe colocarse en cada dirección.
- b) Para el cálculo del área sólo podrá considerarse como barra de refuerzo aquella que tenga la continuidad adecuada.
- 20.3 Cuando un muro de mampostería tenga acción estructural en la resistencia a las deformaciones laterales, los elementos de borde que lo rodean deberán satisfacer las disposiciones de los Artículos 14.8 para las vigas y 15.5 para las columnas en las siguientes zonas adicionales:

Si $l/h > 1$ en regiones de longitud $(h - l)$ a ambos lados de las vigas.

Si $l/h < 1$ en regiones de longitud $(h - l)$ a ambos extremos de las columnas,

donde

l = longitud del muro de mampostería

h = altura del muro de mampostería.

- 20.4 Las disposiciones de la SECCIÓN D que se refieren a muros de mampostería y que por su carácter general pueden aplicarse a edificios, pueden ser utilizadas como un medio de obtener una resistencia adecuada.

D. VIVIENDAS DE UNO Y DOS PISOS

CAPITULO 21 GENERALIDADES

- 21.1 Toda vivienda de uno o dos pisos deberá ser diseñada y construida para resistir las fuerzas de sismo especificadas en la PRIMERA PARTE.
- 21.2 Se permite cualquier tipo de estructuración, sistema de prefabricación etc. siempre que un estudio detallado demuestre su estabilidad y resistencia, así como su acción integral, para las fuerzas producidas por sismo especificadas en la PRIMERA PARTE.
- 21.3 Las fundaciones deben hacerse sobre suelo firme; en fundaciones corridas al ancho mínimo será de 30 cm.
- 21.4 Materiales:

- 21.4.1 Podrán utilizarse muros de piezas sólidas o huecas.

Se consideran como piezas sólidas aquellas que tengan en su sección horizontal más desfavorable un área neta de por lo menos 75 por ciento del área bruta.

Serán admisibles las piezas huecas siempre que su sección más desfavorable tenga un área de por lo menos el 50 por ciento del área bruta y el espesor de sus paredes sea de un mínimo de 2.0 cm. Las piezas huecas que no cumplan los requisitos anteriores sólo podrán usarse en muros que no tengan funciones estructurales.

- 21.4.2 Se usarán los siguientes valores de esfuerzos cortantes permisibles para fuerzas producidas por sismo.

Ladrillo sólido de barro con resistencia a la compresión no menor de 40 kg/cm ²	1.5 kg/cm ²
Bloque hueco de concreto con resistencia a la compresión no menor a 40 kg/cm ²	0.8 kg/cm ² (sobre el área bruta)

Para flexocompresión en el plano del muro y perpendicular a él se considerará que la resistencia a compresión de la pieza, siempre que la resistencia del mortero sea por lo menos del 40 por ciento de la pieza.

- 21.4.3 El concreto de las mochetas y vigas de amarre tendrá una resistencia a compresión f'_c no menor a 175 kg/cm².

- 21.4.4 Los morteros tendrán una resistencia a la compresión no menor de 150 kg/cm^2 y llenarán completamente las juntas horizontales y verticales.
- 21.4.5 Para otros materiales, los esfuerzos permisibles serán fijados para cada caso particular por la autoridad competente.
- 21.5 Los muros se colocarán sobre una viga de fundación, de espesor no menor a 20 cm. El refuerzo longitudinal tendrá como mínimo cuatro varillas N°3. Los aros serán de 6 mm como mínimo y su espaciado máximo será de 15 cm. Las vigas deberán disponerse formando combinaciones en forma de rectángulos.
- 21.6 Muros de mampostería.
- 21.6.1 Para que un muro de mampostería pueda considerarse efectivo para resistir fuerzas sísmicas deberá estar confinado por elementos de refuerzo formados por mochetas y vigas de amarre que tengan las características que se fijan a continuación.
- 21.6.2 Deberá existir un elemento de refuerzo por lo menos en los siguientes lugares:
- En la intersección de muros.
 - En ambos extremos de todo muro aislado.
 - En los bordes libres de todo muro exterior.
 - Alrededor de los boquetes de puertas y ventanas.
- Deberá existir una viga de amarre con separación no mayor a 2.5 metros y en todo extremo horizontal libre de un muro. Las mochetas deberán tener una separación no mayor de 3 metros.
- 21.6.3 Las mochetas y vigas de amarre tendrán el mismo espesor del muro que están reforzando a menos que la dimensión de éste sea determinada por razones no estructurales. La otra dimensión no será menor de 15 cm.
- 21.6.4 El espesor mínimo de los muros reforzados con mochetas y vigas de amarre será de 12 cm y su relación altura a espesor no será mayor de 20. Los muros con relación altura a espesor mayores de 20 deberán tener elementos rigidizantes diseñados de manera que impidan la posibilidad de pandeo del muro.
- 21.6.5 En muros aislados sin apoyo transversal los elementos verticales de refuerzo deberán diseñarse para resistir las cargas debidas al sismo en dirección perpendicular al plano del muro y deberán colocarse sobre zapatas de fundación

diseñadas para el momento flexionante que pueda ser causado por el sismo.

- 21.6.6 Es recomendable evitar grandes aberturas en los muros de resistencia lateral. Si fueran inevitables, estas aberturas deberán colocarse simétricamente en la pared.
- 21.7 El refuerzo longitudinal en las mochetas y vigas de amarre estará constituido por lo menos por cuatro varillas y su área no será menor de 0.006 veces el área del concreto. Este refuerzo estará anclado a otro elemento de concreto reforzado o soldado a una estructura metálica. Las uniones entre mochetas y vigas de amarre deberán detallarse de acuerdo a lo establecido en el Capítulo 16.
- Los aros y estribos tendrán un diámetro mínimo de 6 mm y una separación máxima de 20 cm. En los primeros 50 cm, a partir de cada extremo, la separación máxima será de 10 cm.
- 21.8 Los entrepisos deberán tener una acción de diafragma que distribuya las fuerzas entre los elementos resistentes; en la altura superior de los muros se colocará una viga corona con una altura mínima de 15 cm y por lo menos cuatro varillas N°3 y aros de 6 mm a 15 cm de separación. Cuando la viga corona esté sobre una abertura larga la altura mínima será 20 cm y el refuerzo no será menor a cuatro barras N°4 con aros de 6 mm cada 10 cm.
- 21.9 Debe evitarse el uso de adornos u otros elementos que puedan caer durante un sismo. En todo caso deberán ser diseñados para fuerzas laterales de acuerdo a la Tabla 11.1 de la PRIMERA PARTE.
- 21.10 Los artículos de esta SECCIÓN en los que se especifican valores máximos o mínimos permisibles y exigencias de diseño y construcción representan guías generales y no tienen carácter mandatorio si un estudio cuidadoso, para cada caso particular, demuestra que no se reduce la resistencia sísmica de la vivienda.