

**Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica**

# **CODIGO SISMICO DE COSTA RICA 1986**

Redacción y esquema fundamental: Jorge A. Gutiérrez G.

Discusión, corrección y aprobación  
COMISION PERMANENTE DE ESTUDIO Y REVISION  
DEL CODIGO SISMICO DE COSTA RICA

Coordinador Comisión: Henry Meltzer S.

Integrantes Comisión:

Rodolfo Castro A.  
Jorge A. Gutiérrez G.  
Eddy Hernández C.  
Rodolfo Herrera J.  
Luis Lukowiecki G.  
Francisco Mas H.  
Rómulo Picado Ch.  
Franz Sauter F.

*Aprobado por la Asamblea de Representantes del CFIA N° 5-86 AER del 28 de Agosto de 1986*

## PRESENTACION A LA PRIMERA Y SEGUNDA SECCION

*Este trabajo es el resultado de un largo proceso de discusión, experiencia y estudio. En él se recogen los aspectos aún vigentes de la versión 1974 del Código Sísmico de Costa Rica, las experiencias derivadas de la práctica profesional de los últimos diez años, un sinnúmero de innovaciones y reformas producto del desarrollo del conocimiento tanto en Costa Rica como en el extranjero y una buena dosis de sentido común y criterio profesional. Todos estos factores han sido combinados y discutidos ampliamente durante incontables sesiones de trabajo de la Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica, para producir un documento que podemos ubicar entre los Códigos Sísmicos más modernos y completos del mundo.*

*El objetivo fundamental de este y todos los códigos es preservar la vida humana y reducir el impacto socioeconómico ante el evento de un sismo de gran magnitud. La organización del Código pretende ofrecer al profesional responsable la guía e información necesarias para alcanzar este objetivo. Sus principales características pueden sintetizarse así:*

- a) Comprensible y auto explicativo. Se trata de un documento bastante extenso y detallado para permitirle al mayor número de profesionales una utilización racional de éste, reduciendo el uso dogmático, inhibitorio de la creatividad que este tipo de normas tiene a producir.*
- b) Producto de una evolución de la versión 1974, pues su aplicación durante más de una década ha generado el conocimiento y la comprensión de muchos conceptos que todavía tienen vigencia. Por esta razón se evitaron discontinuidades severas con la versión anterior manteniéndose el mayor número posible de conceptos, nomenclatura y definiciones. En aquellos casos en que fue necesario introducir cambios significativos, estos fueron bastantes explícitos. Es nuestra esperanza que el esfuerzo requerido para utilizar este Código sea mucho menor al que fue necesario cuando apareció la primera versión.*
- c) Flexible, a fin de permitirle a aquellos profesionales que dispongan de los conocimientos y herramientas apropiados, el apartarse de ciertas recomendaciones mínimas y presentar, con la debida documentación, soluciones más refinadas. El único requisito que se exige en estos casos es demostrar inequívocamente que la capacidad sismo-resistente de la estructura es similar o superior a la que se hubiese obtenido si se hubieran utilizado las normas específicas correspondientes.*
- d) Integrado en sus aspectos de análisis, diseño e inspección, con el objeto de garantizar que la obra finalmente construida se comporte conforme a los criterios definidos por el diseñador. Las experiencias recientes de los sismos en México y Chile han puesto en evidencia la necesidad de involucrar en el problema a todas las partes responsables.*
- e) Orientado en la definición estructural, propiciando el uso de estructuras con comportamiento sísmico adecuado. Lo anterior responde al convencimiento de que, en gran medida, el comportamiento exitoso de una estructura durante un sismo obedece a una sana concepción estructural. La escasa tradición arquitectónica autóctona promueve a veces el uso de concepciones estructurales foráneas, las cuales, cuando tienen su origen en regiones sísmicamente tranquilas pueden ser inadecuadas durante un*

*sismo. Sin prohibiciones rígidas, el Código promueve el uso de estructuras sanas en su concepción sismo-resistente.*

*Es frecuente que los códigos sísmicos sean aplicables únicamente a edificios y otras estructuras de características estructurales similares como chimeneas, torres, etc. La versión 1974 era, supuestamente, aplicable a todo tipo de estructuras. Sin embargo, en la práctica, casi todas sus recomendaciones se referían a edificios ya que para estructuras especiales sólo se hacía referencia al Método 3 de Análisis.*

*La organización de la nueva versión es radicalmente diferente. El Código está dividido en Secciones que comprenden grandes temas y que a su vez se dividen en capítulos. La Primera Sección, titulada Consideraciones Generales para el Diseño Sismo-Resistente comprende únicamente dos capítulos. El primero contiene aspectos del diseño sísmico que son aplicables a todas las estructuras. Se definen la filosofía del diseño, las condiciones generales que deberán ser satisfechas en ausencia, o como alternativa, de requisitos específicos de las secciones siguientes, la participación de los distintos componentes del sismo y otros aspectos de similar naturaleza. El segundo capítulo se refiere a la zonificación sísmica y presenta mapas de isoaceleraciones para diferentes períodos de retorno y criterios para la definición de esos períodos con base en la capacidad de deformarse inelásticamente y a la importancia de las estructuras.*

*La Segunda Sección corresponde a Análisis, Diseño e Inspección de Edificios y está dividida en diecisiete capítulos. Los primeros dos se refieren a aspectos generales, los ocho siguientes al análisis, cinco a consideraciones de diseño y los últimos dos a aspectos de remodelaciones y reparaciones y de inspección.*

*Existe una Tercera Sección, Vivienda de Uno y Dos Pisos, que fue elaborada y publicada con anterioridad. Esta Sección deberá sufrir cambios menores, entre otras razones, para adaptarse a la nueva numeración de capítulos de la Primera y Segunda Sección. Es por lo anterior que no se publica en esta oportunidad. En un futuro también se publicarán secciones adicionales para grupos de estructuras que por su importancia y número requieren de una normativa sismo-resistente específica, tales como puentes, instalaciones industriales, tanques de almacenamiento, etc.*

*La organización en Secciones le da al Código dinamismo y flexibilidad al permitirle efectuar reformas y revisiones parciales en algún artículo o capítulo e inclusive en alguna Sección, sin afectar el contenido del resto del Código. Es por esta razón que las páginas no aparecen numeradas, pues con relativa frecuencia algunas de ellas podrán ser sustituidas por nuevas redacciones que contengan conocimientos más actualizados, las cuales alterarían la numeración original. Por esta razón es que la publicación se ha hecho en hojas sueltas perforadas, que son fácilmente intercambiables.*

*Jorge A. Gutiérrez*

# **SECCIÓN 1. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO SISMO! RESISTENTE**

Capítulo 1.1 REQUISITOS GENERALES

Capítulo 1.2 ZONIFICACION SISMICA

## Capítulo 1.1. REQUISITOS GENERALES

1.1.1. Este Código Sísmico establece los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de estructuras sismo-resistentes.

1.1.2. Es objetivo de este Código Sísmico procurar que toda estructura y cada una de sus partes sea proyectada, diseñada y construida de manera que:

- a) Resista sismos menores sin ningún daño.
- b) Resista sismos moderados sin daños estructurales, admitiéndose algunos daños no estructurales.
- c) Resista sismos fuertes sin colapso; admitiéndose algún daño estructural, reparable en lo posible.

### 1.1.3. Definiciones Generales

**Análisis Modal.** Es el análisis de sistemas elástico-lineales que se efectúa desacoplando las ecuaciones dinámicas de la estructura, con base en las propiedades de ortogonalidad de los modos de oscilación. La respuesta final se expresa como combinación de los valores correspondientes a cada modo.

**Análisis No Lineal.** Es el análisis de estructuras con relaciones fuerza-desplazamiento no lineales. Dado que el principio de superposición de fuerzas y efectos no es aplicable, no se puede utilizar un análisis modal.

**Coefficiente Sísmico.** Es un coeficiente que se deriva de un espectro de respuesta para efectos de diseño. Para sistemas linealmente elásticos este coeficiente es el valor obtenido del espectro de pseudo-aceleraciones expresado como fracción de la gravedad.

**Documentos de Diseño.** Son los planos, especificaciones, memorias de cálculo, informes, certificaciones y cualquier otro documento necesario para verificar el cumplimiento de las disposiciones de este Código.

**Ductilidad ( $\mu$ ).** Es el cociente entre el desplazamiento último y el valor correspondiente al límite elástico.

**Espectro de Respuesta.** Es una función que representa el valor máximo de la respuesta de un sistema oscilatorio de un grado de libertad. Sus valores son función de la excitación sísmica, de las relaciones fuerza-deformación del sistema y de su capacidad de disipar energía.

**Espectro de Pseudo-Aceleraciones.** Es el espectro de respuesta que se obtiene multiplicando el espectro de desplazamientos por el cuadrado de la frecuencia del sistema. Sus valores numéricos, para excitaciones sísmicas, son muy similares a los del espectro de aceleraciones, lo cual da origen a su nombre.

**Factor de Amplificación Dinámica (*FAD*).** Es el coeficiente sísmico dividido por la aceleración máxima del terreno, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Representa la amplificación que experimenta el sistema durante la excitación sísmica, en virtud de sus características dinámicas.

**Factor de Reducción (*R*).** Es un factor que reduce la aceleración máxima del terreno, obtenida de los mapas de isoaceleración, para estimar el promedio espacial de la aceleración efectiva que ocurre en la base de la estructura.

**Modo Fundamental (o Primer Modo).** Es el modo de oscilación correspondiente al período fundamental.

**Modos de Oscilación.** Son configuraciones geométricas de la estructura en las cuales ésta puede oscilar armónicamente, en el rango elástico, 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. Por ser linealmente independientes, permiten expresar cualquier configuración como combinación lineal de los mismos.

**Período Fundamental.** Es el período natural de mayor valor.

**Períodos o Frecuencias Naturales.** Son los períodos y frecuencias asociados con los modos de oscilación en el rango elástico.

1.1.4. El diseño sismo-resistente es un diseño gobernado por desplazamientos y deformaciones internas, pues los daños estructurales están determinados por éstos. Es aceptable tolerar deformaciones internas que excedan el rango elástico de los materiales, siempre que se tomen las medidas necesarias para evitar pérdidas sensibles en la resistencia de los elementos o de la estructura en conjunto.

1.1.5. Para procurar los objetivos del diseño sismo-resistente, el código agrupa en varias secciones las recomendaciones específicas para clases comunes de estructuras. Aquellas estructuras de clases no incluidas en estas Secciones deberán ser objeto de un estudio especial. Este estudio variará en amplitud y contenido de acuerdo con la importancia y complejidad de la estructura en consideración. También podrán ser objeto de estudios especiales aquellas estructuras comprendidas en alguna sección específica de este Código. Sin embargo, en estos casos deberá demostrarse, inequívocamente, que la capacidad sismo-resistente resultante es adecuada para el nivel de intensidades sísmicas que le correspondería si se hubieran utilizado las recomendaciones de la Sección específica correspondiente.

1.1.6. Para estructuras importantes, es necesario considerar aspectos de sismicidad y condiciones locales del suelo en la definición de la sollicitación sísmica. Esta sollicitación podrá representarse por coeficientes sísmicos que incorporen, si es del caso, las propiedades de deformación inelástica de la estructura. Alternativamente, podrá utilizarse una familia de por lo

menos tres acelerogramas, generados artificialmente, o de registros históricos independientes, que reflejen las características de intensidad y contenido de frecuencias de la sollicitación esperada en el sitio. El análisis para estas sollicitaciones deberá considerar el comportamiento no lineal de la estructura, a menos que se defina que los esfuerzos admisibles deberán permanecer dentro del rango elástico.

1.1.7. Toda estructura deberá ser diseñada para sollicitaciones sísmicas horizontales en sus dos direcciones principales o en sus direcciones ortogonales más desfavorables. El análisis en cada dirección deberá realizarse en forma independiente. Las sollicitaciones sísmicas se tomarán como la suma vectorial de los efectos en una dirección y un 30 % de los efectos en la otra, debiendo efectuarse este proceso en las dos direcciones, salvo lo indicado en el artículo 2.1.7.

1.1.8. Para estructuras cuya flexibilidad vertical sea significativa, deberá considerarse el efecto de la excitación en esa dirección. En ausencia de estudios específicos, la intensidad del movimiento vertical se tomará como  $\frac{2}{3}$  de la intensidad del movimiento horizontal. Un 30 % del efecto vertical deberá superponerse a las sollicitaciones sísmicas horizontales del artículo anterior. Además, si la respuesta vertical fuese predominante, deberá combinarse el efecto vertical con un 30 % de los efectos en las dos direcciones horizontales.

1.1.9. Deberá evitarse la construcción de estructuras sobre sitios en los que exista riesgo de asentamientos excesivos, licuación, deslizamientos o cualquier otro factor que ponga en peligro su estabilidad, a menos que se demuestre que su efecto ha sido considerado y está bajo control.

1.1.10. No se permitirá construir nuevas estructuras situadas a menos de 50 m de fallas geológicas sísmicamente activas. En el caso de líneas vitales de infraestructura, tales como carreteras, túneles, líneas de transmisión eléctrica, tuberías de conducción, etc., que deben atravesar fallas geológicas, deberán tomarse las precauciones del caso para permitir desplazamientos de las fallas sin interrupciones prolongadas de los servicios prestados por las líneas vitales.

1.1.11. Durante el proceso constructivo, toda estructura deberá ser capaz de resistir sismos de intensidad tal que la probabilidad de excedencia, en ese período, no exceda el valor de dicha probabilidad durante la vida útil de la estructura terminada. En ausencia de cálculos más refinados, las fuerzas sísmicas para el período de construcción podrán suponerse como las de una estructura Tipo 5, con una aceleración máxima del terreno igual a un 20% del valor utilizado en el diseño definitivo.

## Capítulo 1.2. ZONIFICACION SISMICA

1.2.1. Las **figuras 1.2.1 a 1.2.4.** resumen la zonificación sísmica del país por medio de curvas de isoaceleración, correspondientes a valores máximos probables para períodos de retorno de 50, 100, 500 y 1000 años. Para determinar la aceleración máxima probable, en sitios colocados entre curvas, bastará una interpolación lineal. Para diferentes períodos de retorno se hará una interpolación lineal entre las aceleraciones y los logaritmos decimales del período de retorno. Para calcular la aceleración efectiva que ocurre en la base de la estructura se multiplicarán las aceleraciones máximas probables, obtenidas de los mapas mencionados, por el Factor de Reducción  $R = 0.80$ .

1.2.2. El período de retorno, en años, es el inverso de la probabilidad de excedencia de un evento determinado en un año cualquiera.

El período de retorno para el cual debe diseñarse una estructura específica depende de su vida útil y de la probabilidad de excedencia que se considera aceptable para el evento durante esa vida útil. Su valor numérico está dado por:

$$PR = \frac{1}{1 - (1 - PE)^{1/N}}$$

donde:  $PR =$  Período de retorno para el cual debe ser diseñada la estructura, en años.

$N =$  Vida útil de la estructura, en años

$PE =$  Probabilidad de que el evento para el cual se diseña sea excedido durante la vida útil de la estructura.

1.2.3. La probabilidad de excedencia ( $PE$ ) que se seleccione para cada estructura está relacionada con la importancia de ésta, con su grado de vulnerabilidad a intensidades sísmicas que excedan los valores de diseño y el impacto socioeconómico que su posible colapso causaría. La **tabla 1.2.1** constituye una guía para la clasificación de diversos tipos de estructuras.

TABLA 1.2.1. Probabilidades de excedencia recomendadas				
Capacidad para resistir deformaciones inelásticas	Importancia de las estructuras			
	Muy grande	Grande	Usual	Poca
NINGUNA ( $\mu = 1$ )	.05 - .10	.10 - .15	.15 - .25	.25 - .40
POCA ( $1 < \mu \leq 3.5$ )	.10 - .15	.15 - .25	.25 - .40	.40 - .60
ADECUADA ( $\mu > 3.5$ )	.15 - .25	.25 - .40	.40 - .60	.60 - .75

NOTA: Para efectos de ilustración y guía, se presentan algunos ejemplos de importancia en estructuras:

- Muy grande:** Represa y tanque de oscilación de un gran proyecto hidroeléctrico, contenedor de un reactor nuclear.
- Grande:** Puente de una carretera muy importante, puerto principal, hospital, tanque de gran capacidad para almacenamiento de combustibles.
- Usual:** La mayoría de los edificios y puentes.
- Poca:** Construcciones rurales, puentes de caminos de penetración, estructuras provisionales.

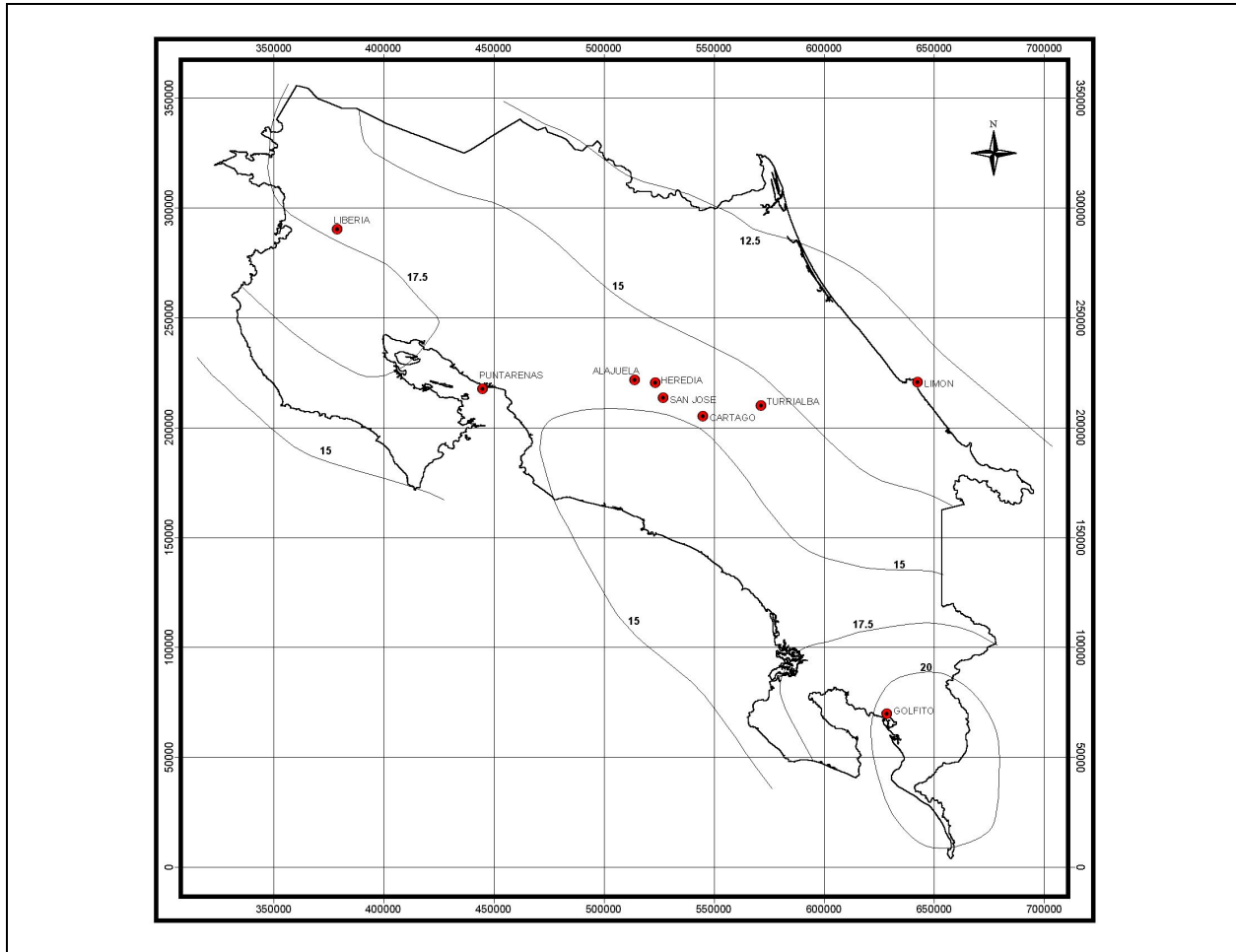


Figura 1.2.1. Mapa de isoaceleraciones  $a_{\max}$  para 50 años de período de retorno, en % de g.

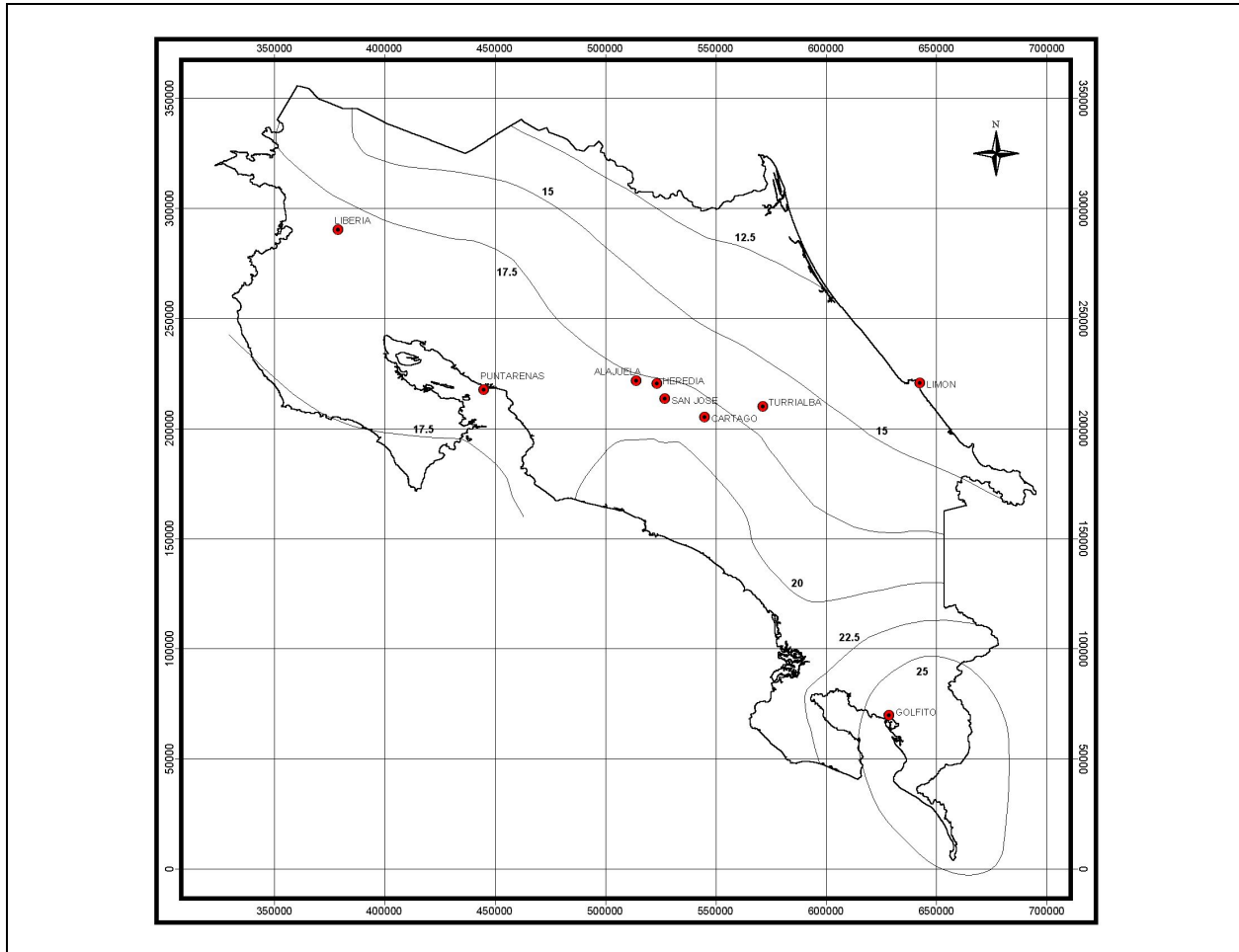


Figura 1.2.2. Mapa de isoaceleraciones  $a_{\max}$  para 100 años de período de retorno, en % de g.

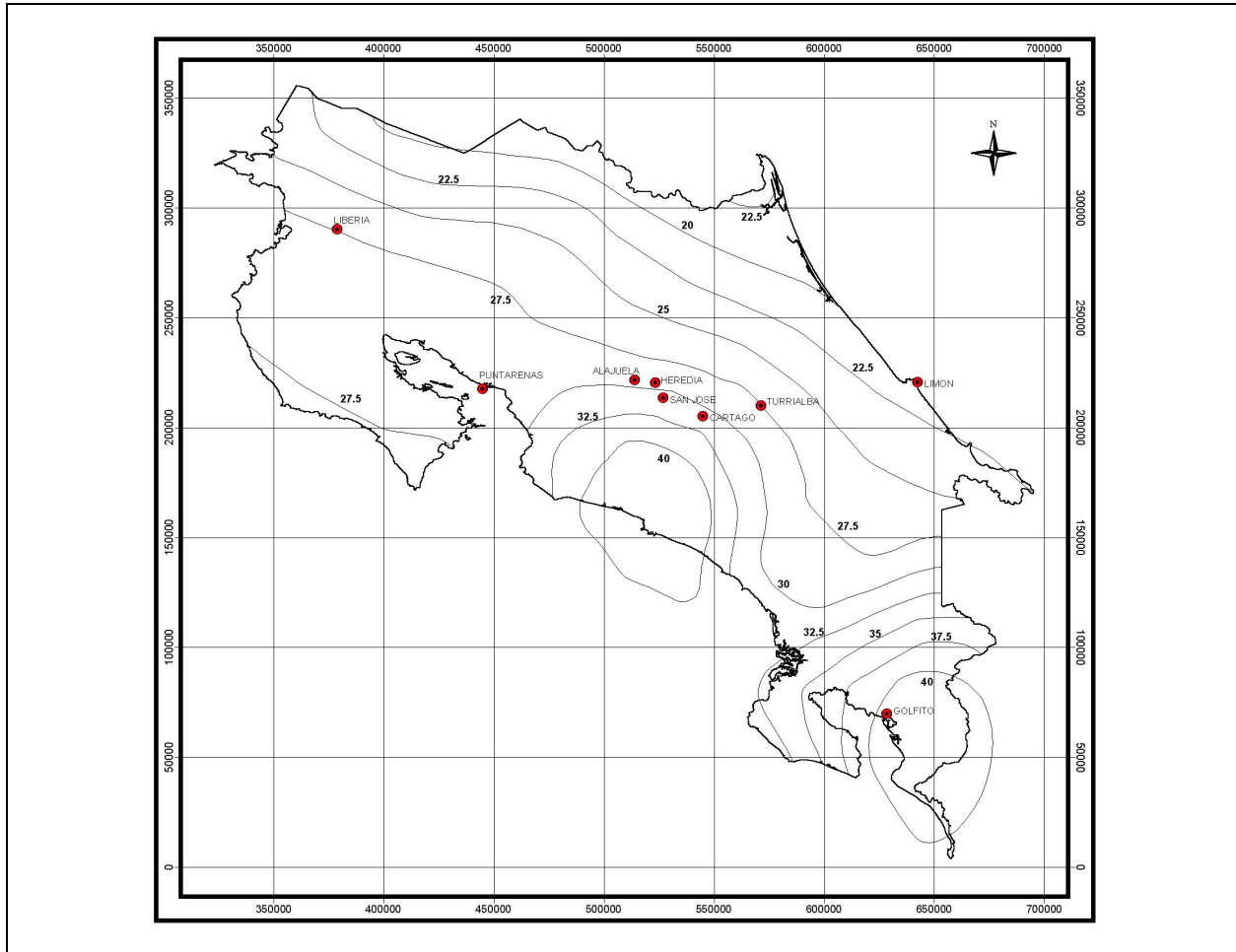


Figura 1.2.3. Mapa de isoaceleraciones  $a_{\max}$  para 500 años de período de retorno, en % de g.

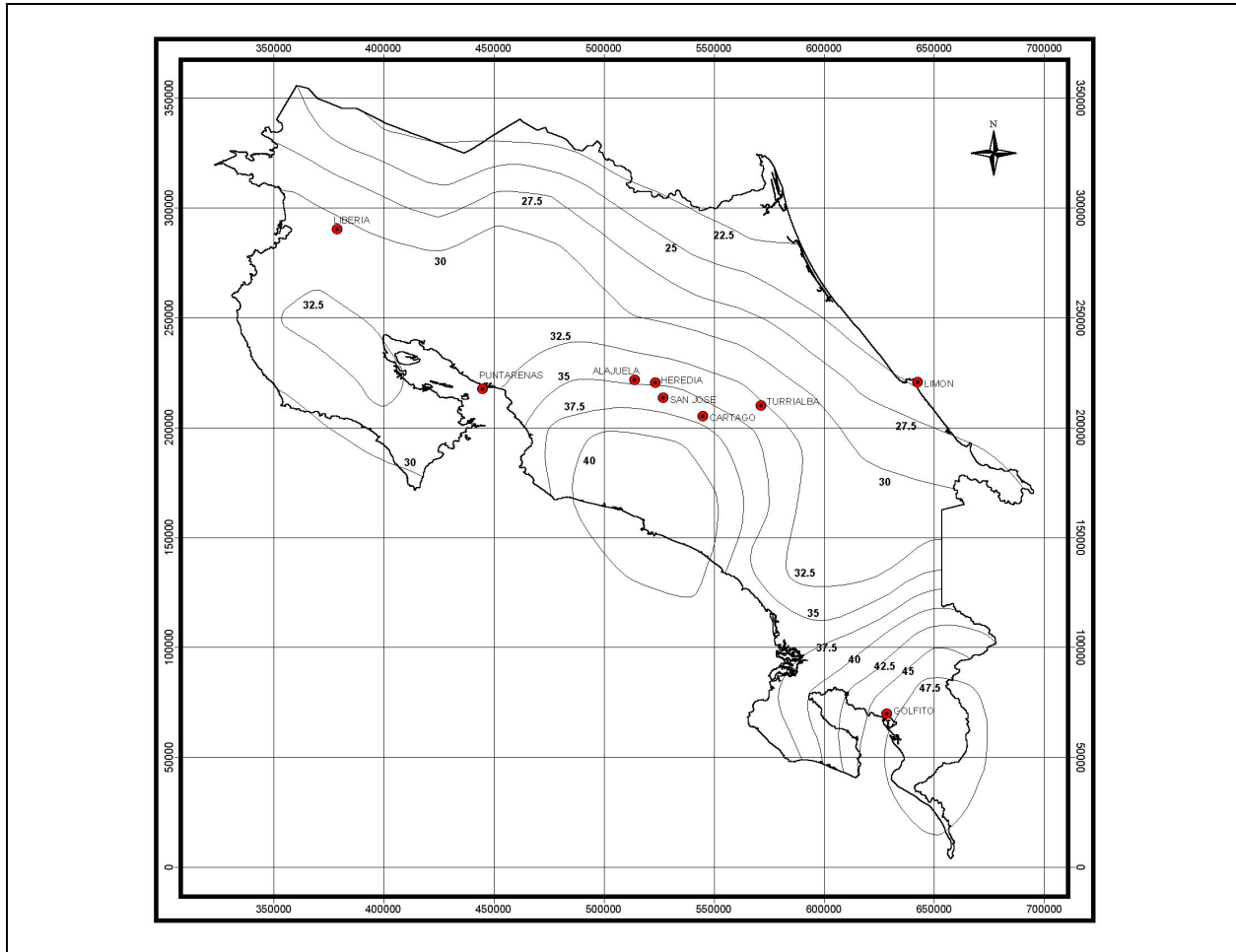


Figura 1.2.4. Mapa de isoaceleraciones  $a_{\max}$  para 1000 años de período de retorno, en % de  $g$ .

## **SECCION 2. ANALISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIONES DE EDIFICIOS**

- Capítulo 2.1 REQUISITOS GENERALES
- Capítulo 2.2. SITIOS DE CIMENTACION
- Capítulo 2.3 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS
- Capítulo 2.4 COEFICIENTE SISMICO
- Capítulo 2.5 CARGAS Y FACTORES DE PARTICIPACION
- Capítulo 2.6 METODO ESTATICO
- Capítulo 2.7 METODO DINAMICO
- Capítulo 2.8 DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES
- Capítulo 2.9 REQUISITOS PARA LA CIMENTACION
- Capítulo 2.10 SISTEMAS Y COMPONENTES
- Capítulo 2.11 REQUISITOS PARA CONCRETO REFORZADO
- Capítulo 2.12 REQUISITOS PARA MAMPOSTERIA
- Capítulo 2.13 REQUISITOS PARA ACERO
- Capítulo 2.14 REQUISITOS PARA MADERA
- Capítulo 2.15 EDIFICIOS Y COMPONENTES PREFABRICADOS
- Capítulo 2.16 REMODELACIONES, REPARACIONES E INSTRUMENTACION
- Capítulo 2.17 REQUISITOS PARA DOCUMENTOS DE DISEÑO, INSPECCION Y CONSTRUCCION

## Capítulo 2.1. REQUISITOS GENERALES

2.1.1. Los requisitos de esta Sección reglamentan los procedimientos para el análisis, diseño y construcción de edificios y sus componentes.

2.1.2. Independientemente del grado de refinamiento en el análisis y diseño o de la calidad de construcción, es necesario procurar que los edificios estén bien proyectados en el aspecto estructural, incluida la adopción de condiciones de simetría y una selección cuidadosa de materiales y métodos constructivos.

### 2.1.3. Definiciones Específicas

**Amarre Suplementario.** En estructuras de concreto reforzado es un amarre de barras N° 3 o mayores, transversal al refuerzo principal, con dobleces de 135E y extensiones mínimas de diez diámetros en sus extremos, que suplementa los aros de confinamiento del refuerzo longitudinal.

**Aro de Confinamiento.** En estructuras de concreto reforzado, es un estribo de amarre o espiral, fabricado con barras N° 3 o mayores, que confina el refuerzo longitudinal con dobleces típicos de 135E y extensión mínima de 10 diámetros en cada extremo.

**Capacidad Resistente.** Es la resistencia última, del edificio o de algún sistema resistente, calculada tomando en cuenta todos los elementos, estructurales o no estructurales, que contribuyen a la misma.

**Carga de Trabajo.** Es la resultante de una combinación de cargas probables en condiciones normales de servicio, que el edificio debe ser capaz de resistir con sus elementos estructurales esforzados a valores admisibles, sensiblemente inferiores a su capacidad real.

**Carga Permanente.** Es la carga gravitacional debida al peso de todos los componentes estructurales, así como de los sistemas y componentes no estructurales permanentes, tales como paredes, pisos, techos, equipos de servicio fijos.

**Carga Sísmica.** Para efectos del diseño, es la carga causada por la sollicitación sísmica.

**Carga Temporal.** Es la carga gravitacional adicional a la carga permanente, debida a la ocupación del edificio.

**Carga Última.** Es la resultante de una combinación extrema de cargas que el edificio deberá ser capaz de resistir con sus elementos estructurales esforzados al límite de su capacidad.

**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.

**Centro de Rigidez.** Es el punto geométrico de un nivel en el cual la aplicación de una fuerza horizontal produce sólo traslación sin rotación de la masa que le está asociada, cuando se impiden los desplazamientos de los demás niveles.

**Componente.** Es cualquier parte de los sistemas arquitectónico, eléctrico, mecánico o estructural.

**Concreto Confinado.** Es el concreto reforzado cuyo refuerzo longitudinal está confinado por aros y amarres suplementarios espaciados de tal manera que restrinjan en forma efectiva la expansión del concreto en las direcciones transversales del elemento.

**Diafragma.** Es un sistema estructural ubicado en un plano horizontal, o casi horizontal, diseñado para transmitir fuerzas gravitacionales y sísmicas a los sistemas resistentes.

**Excentricidad.** Es la distancia horizontal entre el centro de rigidez y el centro de masa de un nivel.

**Fuerzas Sísmicas.** Son fuerzas estáticas externas para propósitos de diseño, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las acciones internas causados por la sollicitación sísmica que actúa en la base del edificio.

**Marco Arriostrado.** Es un sistema resistente con arriostres diagonales que hacen que sus elementos estén sometidos principalmente a deformaciones axiales.

**Marco Dúctil.** Es un sistema resistente formado por un marco rígido con sus elementos y uniones diseñados y construidos de manera que puedan sufrir deformaciones inelásticas, de naturaleza cíclica y reversible, sin pérdida sensible de su resistencia.

**Marco Rígido.** Es un sistema estructural formado exclusivamente por elementos cuyas dimensiones transversales son pequeñas comparadas con su longitud, unidos rígidamente en las uniones y que resiste las cargas deformándose fundamentalmente en flexión.

**Momentos Sísmicos Torsionantes.** En edificios con excentricidades significativas en sus niveles, son los momentos torsionantes estáticos que, para propósitos de diseño, deben aplicarse en adición a las fuerzas sísmicas, para reproducir los valores extremos de los desplazamientos y de las acciones internas, causados por la excitación sísmica que actúa en la base del edificio.

**Muro.** Es un componente, usualmente en un plano vertical, utilizado arquitectónicamente para separar o encerrar espacios o estructuralmente para resistir cargas gravitacionales o fuerzas sísmicas. Por lo menos una de sus dimensiones horizontales debe ser significativa en relación con las alturas entre los niveles en los que está localizado.

**Muro de Carga.** Es un muro que soporta cargas verticales adicionales a su propio peso.

**Muros de Mampostería Confinada.** Son muros compuestos, formados por piezas de

mampostería con vigas y columnas de concreto reforzado colocadas en la periferia, que actúan de manera integral con la mampostería y la confinan en el plano del muro. También se les conoce como marcos rellenos.

**Muros de Mampostería con Refuerzo Integral.** Son muros formados por piezas huecas de mampostería con acero de refuerzo vertical y horizontal y relleno de concreto en todas las celdas o en aquellas que contienen el refuerzo vertical.

**Muro Estructural.** Es un muro, de carga o no cargado, diseñado y construido para resistir fuerzas horizontales.

**Muro Estructural Dúctil.** Es un muro estructural diseñado y construido de manera que pueda sufrir deformaciones inelásticas de naturaleza cíclica y reversible sin pérdida de su resistencia.

**Muro no Cargado.** Es un muro que no soporta cargas verticales adicionales a su propio peso.

**Nivel.** Es el plano horizontal en el cual, para efectos de cálculo, se supone concentrada la masa del entrepiso.

**Nivel de Base.** Es el nivel en el que se supone que actúa la excitación sísmica del terreno.

**Núcleo de Unión.** En marcos rígidos es la parte de una columna comprendida en la altura de las vigas que se unen en un nudo.

**Piso.** Es el espacio comprendido entre un nivel y el nivel superior adyacente.

**Rótula Plástica.** Es una región de un elemento estructural en flexión o flexo-compresión, donde es posible alcanzar rotaciones inelásticas cíclicas de magnitud significativa sin pérdida sensible de la capacidad última de la sección.

**Sistemas Resistentes.** Son los sistemas estructurales de un edificio cuya función principal es resistir las fuerzas sísmicas de cada nivel y transmitir las a la base.

2.1.4. Todo edificio deberá contar con diafragmas y sistemas resistentes, de resistencia, rigidez y ductilidad apropiadas, capaces de transmitir todas las fuerzas, a través de una o más trayectorias continuas, desde el punto de aplicación hasta los cimientos de la estructura.

2.1.5. En el análisis de edificios, para el cálculo de desplazamientos y acciones internas, se tomarán en cuenta los desplazamientos horizontales de los sistemas resistentes en cada nivel y las rotaciones en todas las uniones rígidas. Los desplazamientos verticales de las uniones, por deformación axial de muros y columnas, deberán tomarse en cuenta cuando su efecto incida significativamente en las fuerzas internas y en los desplazamientos horizontales.

2.1.6. Las losas de entrepiso, siempre y cuando posean la rigidez y resistencia adecuadas, podrán suponerse como diafragmas infinitamente rígidos en su plano, capaces de transmitir

horizontalmente las fuerzas sísmicas desde su punto de aplicación hasta los sistemas resistentes. Deberá verificarse la capacidad de las losas para transmitir estas fuerzas.

2.1.7. En edificios cuyos sistemas resistentes sean todos paralelos u ortogonales entre sí, podrá omitirse el requisito del artículo 1.1.7 para el cálculo de los momentos en vigas, columnas, muros y placas de fundación, admitiéndose el considerarlos en forma independiente en cada dirección ortogonal.

2.1.8. Deberá prestarse particular atención a las modificaciones a la rigidez de la estructura que pueda resultar de escaleras, rampas u otro tipo de elementos estructurales que vinculen diferentes niveles del edificio.

## Capítulo 2.2. SITIOS DE CIMENTACION

2.2.1. Para considerar el efecto de las condiciones locales del suelo en el coeficiente sísmico y en ausencia de estudios más refinados de amplificación dinámica del sitio en consideración, se establece la siguiente clasificación:

- a) **Perfiles Rocosos:** Son aquellos compuestos por roca de cualquier característica, lo cual deberá comprobarse con estudios geológicos adecuados. En general, quedará incluido dentro de esta categoría cualquier material cuya velocidad promedio de propagación de ondas de corte exceda 750 m/seg.
- b) **Perfiles de Suelo Firme:** Son aquellos formados por depósitos estables de arenas densas, gravas, arcillas duras, o combinaciones de estos materiales.
- c) **Perfiles de Suelo Blando:** Son perfiles formados por depósitos que contienen estratos de arenas y arcillas que varían de blandas hasta de dureza media cuyo espesor total exceda los 10 metros de profundidad.

2.2.2. Aquellos sitios en que no fuera posible efectuar esta clasificación, por falta de información o por presentar perfiles no ajustables a las características anteriores, se clasificarán como perfiles de suelo blando.

2.2.3. Deberá evaluarse el potencial de licuación cuando se presenten capas saturadas de arena fina o arena limosa, de más de quince metros de espesor, en las cuales más del 50% o de sus granos tengan dimensiones menores que 2 mm y la densidad relativa ( $D_r$ ) sea del orden del 30–40%. Si se determina que hay potencial para licuación deberá sustituirse el material o, en su lugar, el edificio deberá fundarse más abajo de esas capas.

2.2.4. Para analizar la estabilidad de pendientes de suelos en sitios con edificaciones, deberá considerarse una fuerza horizontal distribuida igual al peso unitario de la masa deslizante multiplicado por 1.1 veces la aceleración máxima probable en el sitio, expresada como fracción de la gravedad y actuando en el sentido más desfavorable.

## Capítulo 2.3. CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS

### 2.3.1. Clasificación según el uso

#### 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 entre otras estructuras:

- a) Hospitales y otros centros médicos que presten servicios de cirugía y tratamientos de emergencia.
- b) Estaciones de bomberos
- c) Cárceles de máxima seguridad.
- d) Edificios que contengan objetos de valor excepcional, tales como museos, bibliotecas, archivos.
- e) Centros importantes de transporte y comunicación, tales como terminales de aeropuerto, estaciones de ferrocarril, edificios de telecomunicaciones y correos.
- f) Centros de bombeo y depósitos de almacenamiento de aguas y combustibles líquidos.
- g) Instalaciones industriales con depósitos de materiales tóxicos explosivos. Centros que utilicen material radiactivo.
- h) Casas de máquinas y estructuras afines en plantas generadoras de electricidad cuya operación sea esencial para satisfacer la demanda de carga del sistema nacional interconectado.

#### GRUPO B.

Edificios no clasificados en el Grupo A:

- a) Edificios para habitación privada o pública, como hoteles, apartamentos, condominios, etc.
- b) Centros de trabajo, como oficinas privadas ó públicas, gasolineras, restaurantes, etc.
- c) Centros de enseñanza.
- d) Edificios industriales no incluidos en el grupo A, bodegas o instalaciones de

almacenamiento.

- e) Otras instalaciones no incluidas en el Grupo A que almacenan bienes o equipos costosos.
- f) Estructuras cuya falla pueda poner en peligro otros edificios de este grupo o del Grupo A.

#### GRUPO C.

Construcciones aisladas o provisionales no destinadas a la habitación o el uso público, no clasificables en los Grupos A o B cuya falla no ponga en peligro estructuras de los otros grupos, tales como cobertizos, lecherías, construcciones rurales, obras de carácter no permanente, etc.

2.3.2. De acuerdo con la anterior clasificación, se recomienda la vida económica útil, según la importancia de la obra y las probabilidades de excedencia para edificios, obteniéndose los siguientes períodos de retorno en años para los cuales debe ser diseñada la estructura, calculados mediante la fórmula del artículo 1.2.2:

Grupo	Vida Económica Util (años)	Probabilidad de Excedencia	Período de Retorno (años)
A	100	0.20	500
B	50	0.40	100
C	30	0.45	50

En casos debidamente justificados así como para la estructura durante el proceso constructivo, podrá modificarse la vida económica útil y la probabilidad de excedencia previamente recomendada.

#### 2.3.3. Clasificación según la Forma Estructural

##### TIPO 1

Edificios regulares en planta y en altura, conforme al artículo 2.3.5, y 2.3.6, capaces de resistir el 100% de las fuerzas sísmicas de todos los niveles por medio de marcos dúctiles de acero o concreto reforzado, que cumplan los requisitos de diseño generales y específicos de estructuras Tipo 1 de los Capítulos 2.11 y 2.13. Los entrepisos deberán ser analizados, diseñados y construidos como diafragmas rígidos, capaces de distribuir las cargas sísmicas entre los marcos de acuerdo con sus rigideces.

##### TIPO 2

Edificios regulares en planta y en altura, conforme al artículo 2.3.5, y 2.3.6, capaces de resistir el 100% de las fuerzas sísmicas por la acción combinada de marcos dúctiles y sistemas resistentes de mayor rigidez, sean éstos muros estructurales dúctiles de concreto o marcos arriostrados de concreto o acero. Los marcos, muros y marcos arriostrados, deberán cumplir los requisitos de

diseño generales y específicos de estructuras Tipo 2 de los Capítulos 2.11 y 2.13. Los entresijos deberán ser analizados, diseñados y construidos como diafragmas rígidos, capaces de distribuir las fuerzas sísmicas entre los sistemas resistentes de acuerdo con sus rigideces.

### TIPO 3

Edificios de concreto reforzado, acero, mampostería, o madera, capaces de resistir el 100% de las fuerzas sísmicas a base de marcos, muros estructurales, marcos arriostrados o muros de mampostería confinada, actuando en forma independiente o combinada, y que cumplan los requisitos de diseño generales y específicos de estructuras Tipo 3 de los Capítulos 2.11, 2.12, 2.13, 2.14, y 2.15. Los entresijos podrán analizarse, diseñarse y construirse como diafragmas rígidos capaces de distribuir las fuerzas sísmicas entre los muros de acuerdo con sus rigideces. En ausencia de diafragmas rígidos, cada uno de los sistemas resistentes deberá resistir el 100% de las fuerzas sísmicas correspondientes a su carga tributaria.

### TIPO 4

Edificios tipo cajón cuyo sistema sismo-resistente está formado por muros estructurales de concreto reforzado, mampostería confinada, mampostería con refuerzo integral, marcos arriostrados de acero o madera, capaces de resistir el 100% de las fuerzas sísmicas y que cumplan los requisitos de diseño generales y específicos para estructuras Tipo 4 de los Capítulos 2.11, 2.12, 2.13, 2.14 y 2.15. Los entresijos podrán analizarse, diseñarse y construirse como diafragmas rígidos capaces de distribuir las fuerzas sísmicas entre los muros de acuerdo con sus rigideces. En ausencia de diafragmas rígidos, cada uno de los muros deberá resistir el 100% de las fuerzas sísmicas correspondientes a su carga tributaria.

### TIPO 5

Pertenecen al Tipo 5 los siguientes tipos de estructuras:

- a) Edificios de una planta y estructuras afines, tales como tanques elevados o chimeneas, que resisten las fuerzas sísmicas con una o varias columnas que actúan esencialmente como voladizos aislados, libres o articulados en su extremo superior y empotrados en la base.
- b) Edificios cuyo sistema sismo-resistente consiste en marcos rígidos formados por elementos prefabricados que no tengan secciones capaces de deformarse inelásticamente.
- c) Edificios que contengan sistemas resistentes o materiales diferentes a los explícitamente mencionados en los Tipos 1 a 4, o que no cumplan todos los requisitos de diseño específicos para éstos, a menos que los documentos de diseño contengan los estudios correspondientes que justifiquen inequívocamente otra clasificación.

2.3.4. Cada estructura tendrá, en una determinada dirección, un único tipo estructural definido por la condición más desfavorable en esa dirección, sin embargo podrá pertenecer a tipos

estructurales diferentes en cada una de sus dos direcciones ortogonales.

2.3.5. Se considera que un edificio de varios pisos es regular en altura cuando satisface los cinco requisitos siguientes:

- a) Todos los sistemas resistentes serán continuos desde la cimentación hasta el nivel superior.
- b) El peso de los entrepisos, calculado para efectos de determinar las fuerzas sísmicas según el artículo 2.8.5, no podrá diferir en más de un 15% de los pesos de entrepisos adyacentes. Quedan exentos de este requisito el techo o nivel superior de peso menor al del entrepiso adyacente y cualquier entrepiso colocado en una altura inferior al 20% de la altura del edificio.
- c) Para cada sistema resistente, la rigidez de traslación horizontal correspondiente a cada piso deberá valer entre el 50 y el 100% de la rigidez del piso inferior adyacente. Para estos efectos la rigidez de un piso podrá calcularse suponiendo que los elementos verticales de ese piso están empotrados en sus uniones superior e inferior. Para pisos que contengan *mezzanines* o niveles interrumpidos, el cálculo de su rigidez se hará para la altura total del piso, con la debida consideración de los efectos del *mezzanine* o nivel interrumpido, en las columnas o muros que estén ligados a él.
- d) La altura de pisos, con excepción del primero, no podrá diferir en más de un 20% de las alturas de pisos adyacentes.
- e) La proyección, en un plano horizontal, de los centros de masa de todos los niveles estará circunscrita por un rectángulo de dimensiones iguales a un 10% de las máximas dimensiones del edificio en cada dirección ortogonal. Igual restricción deberán satisfacer las proyecciones de los centros de rigidez.

2.3.6. Se considerará que un edificio es regular en planta cuando satisface los dos requisitos siguientes:

- a) En cada nivel  $i$ , la excentricidad en cada una de las direcciones ortogonales  $x$  y  $y$  no excede en más de un 5% la dimensión de la planta en la respectiva dirección.

$$\frac{e_{xi}}{D_{xi}} \leq 0.05 \quad \text{y} \quad \frac{e_{yi}}{D_{yi}} \leq 0.05$$

donde:  $e_{xi}$ ,  $e_{yi}$  = Componentes de la excentricidad en el nivel  $i$ , en las direcciones  $x$  y  $y$ , respectivamente.  
 $D_{xi}$ ,  $D_{yi}$  = Dimensiones en planta en las direcciones  $x$  y  $y$  del nivel  $i$ .

Los valores  $e_{xi}$ ,  $e_{yi}$  se deberán calcular de la siguiente forma:

$$e_{xi} = \frac{1}{K_{yi}} \sum_j (k_{yi}^j x_j) \quad , \quad e_{yi} = \frac{1}{K_{xi}} \sum_j (k_{xi}^j y_j)$$

donde:

$K_{xi} = \sum_j k_{xi}^j$  = Rigidez de traslación del nivel  $i$  en la dirección  $x$ .

$K_{yi} = \sum_j k_{yi}^j$  = Rigidez de traslación del nivel  $i$  en la dirección  $y$ .

$k_{xi}^j$  ,  $k_{yi}^j$  = Rigidez en las direcciones  $x$ ,  $y$ , de los elementos resistentes verticales  $j$  que llegan al nivel  $i$ . Deberán considerarse todos los elementos verticales (columnas, muros) que vinculan el nivel  $i$  con los niveles inferior y superior. El cálculo de estas rigideces puede hacerse suponiendo al elemento empotrado en sus extremos.

$x_j$  ,  $y_j$  = Componentes, en las direcciones  $x$ ,  $y$ , de la distancia del centro de masa al elemento resistente  $j$ .

b) En cada nivel  $i$  se cumplen las relaciones:

$$\frac{K_{\theta i}}{K_{xi} r_{ci}^2} \geq 2 \quad , \quad \frac{K_{\theta i}}{K_{yi} r_{ci}^2} \geq 2$$

donde:

$r_{ci}^2 = \frac{I_{ci}}{M_i}$  = Radio de giro del nivel  $i$  con respecto a su centro de masa.

$M_i$  = Masa del nivel  $i$ . Corresponde al peso  $W_i$  que se define en el artículo 2.5.5, dividido por la gravedad.

$I_{ci}$  = Momento polar de inercia del nivel  $i$  con respecto a su centro de masa. En su cálculo se considerarán las masas en la forma indicada en el artículo 2.5.5.

$K_{\theta i} = \sum_j [k_{\theta i}^j + (k_{xi}^j y_j^2 + k_{yi}^j x_j^2)]$  = Rigidez de rotación con respecto al centro de masa en el nivel  $i$ .

$k_{\theta i}^j$  = Rigidez de rotación en torsión de los elementos verticales resistentes  $j$  que llegan al nivel  $i$ .

2.3.7. Se considerarán inaceptables los edificios con excentricidades superiores al 30% de la dimensión en planta, en cualquiera de las direcciones principales.

## Capítulo 2.4. COEFICIENTE SISMICO

2.4.1. El coeficiente sísmico  $C$  se obtendrá a partir de la clasificación del sitio de cimentación, del tipo estructural y de la localización geográfica, por medio de la ecuación.

$$C = R a_{\max} FAD$$

donde:

$R$  Factor de reducción, que multiplica la aceleración máxima del terreno ( $a_{\max}$ ), para estimar el promedio espacial de la aceleración efectiva que ocurre en la base de la estructura. Para todos los casos:  $R = 0.80$ .

$a_{\max}$  Aceleración máxima esperada en el sitio, expresada como fracción de la gravedad, obtenida de los mapas de isoaceleración, directamente o por medio de interpolación lineal, considerando el período de retorno para el cual debe ser diseñada la estructura, según el Capítulo 1.2 y el artículo 2.3.2.

$FAD$  Factor de Amplificación Dinámica, correspondiente al período natural de vibración  $T$  de la estructura, al sitio de cimentación y al tipo estructural, según figuras 2.4.1, 2.4.2 y 2.4.3. El tipo estructural incluye las propiedades de ductilidad y amortiguamiento señalados en la tabla 2.4.1, no permitiéndose reducciones adicionales por estos conceptos.

TABLA 2.4.1. Valores de ductilidad y amortiguamiento para los tipos estructurales.		
TIPO	DUCTILIDAD $\mu$	AMORTIGUAMIENTO
1	6	.05
2	4	.05
3	2	.07
4	1.2	.10
5	1	.05

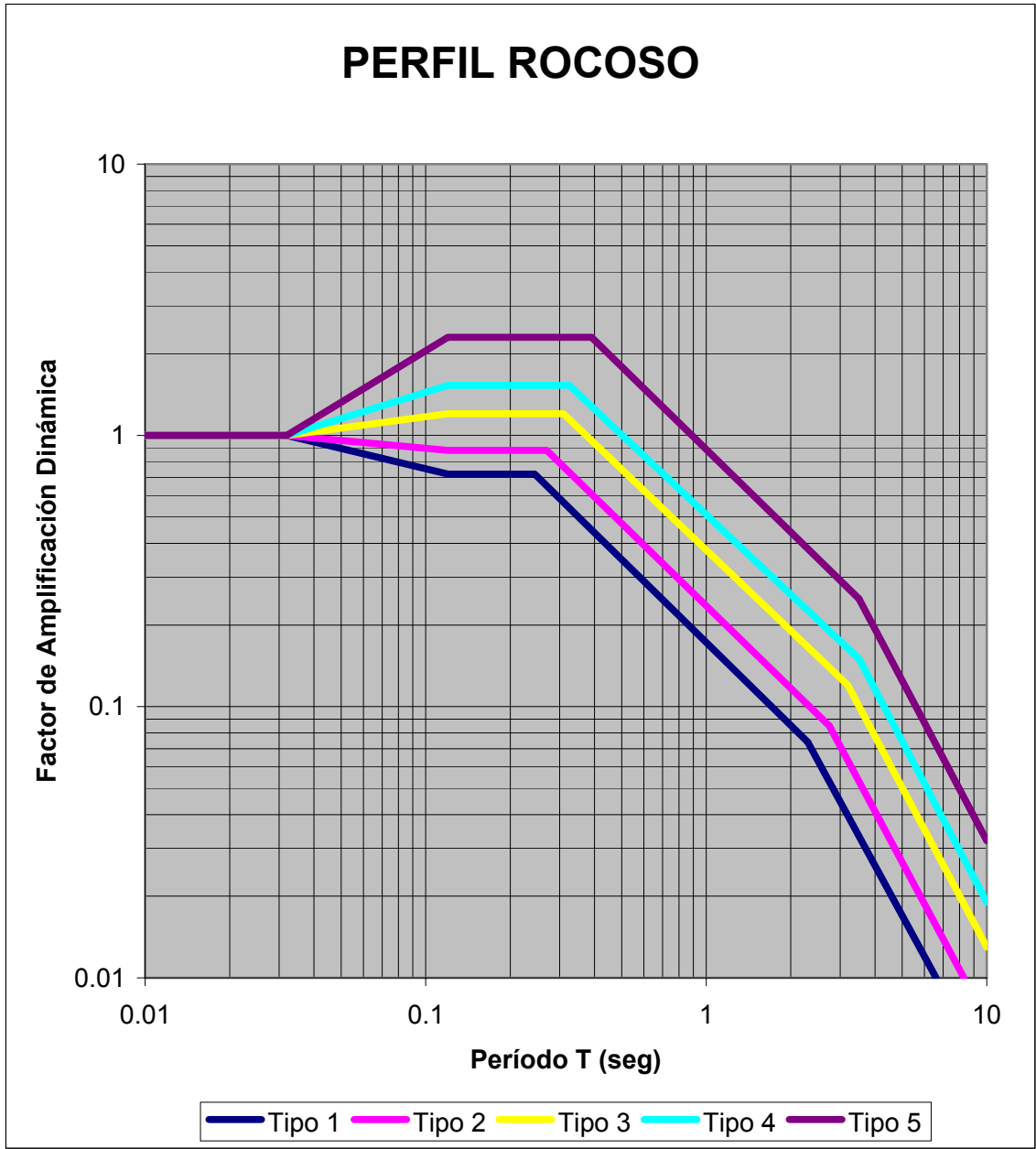


Figura 2.4.1. Factor de Amplificación Dinámica (FAD), para perfil rocoso.

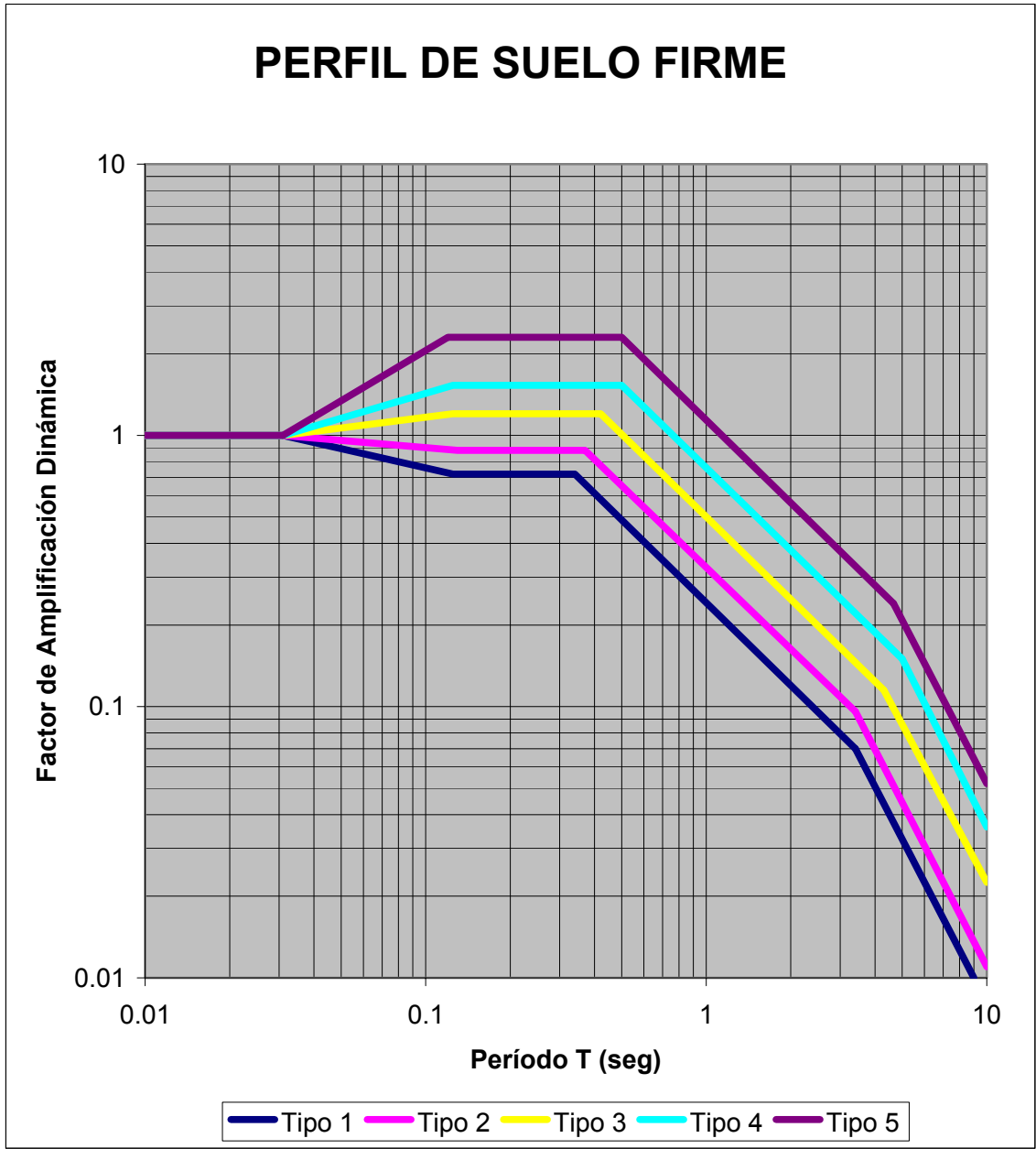


Figura 2.4.2. Factor de Amplificación Dinámica (FAD), para perfil de suelo firme.

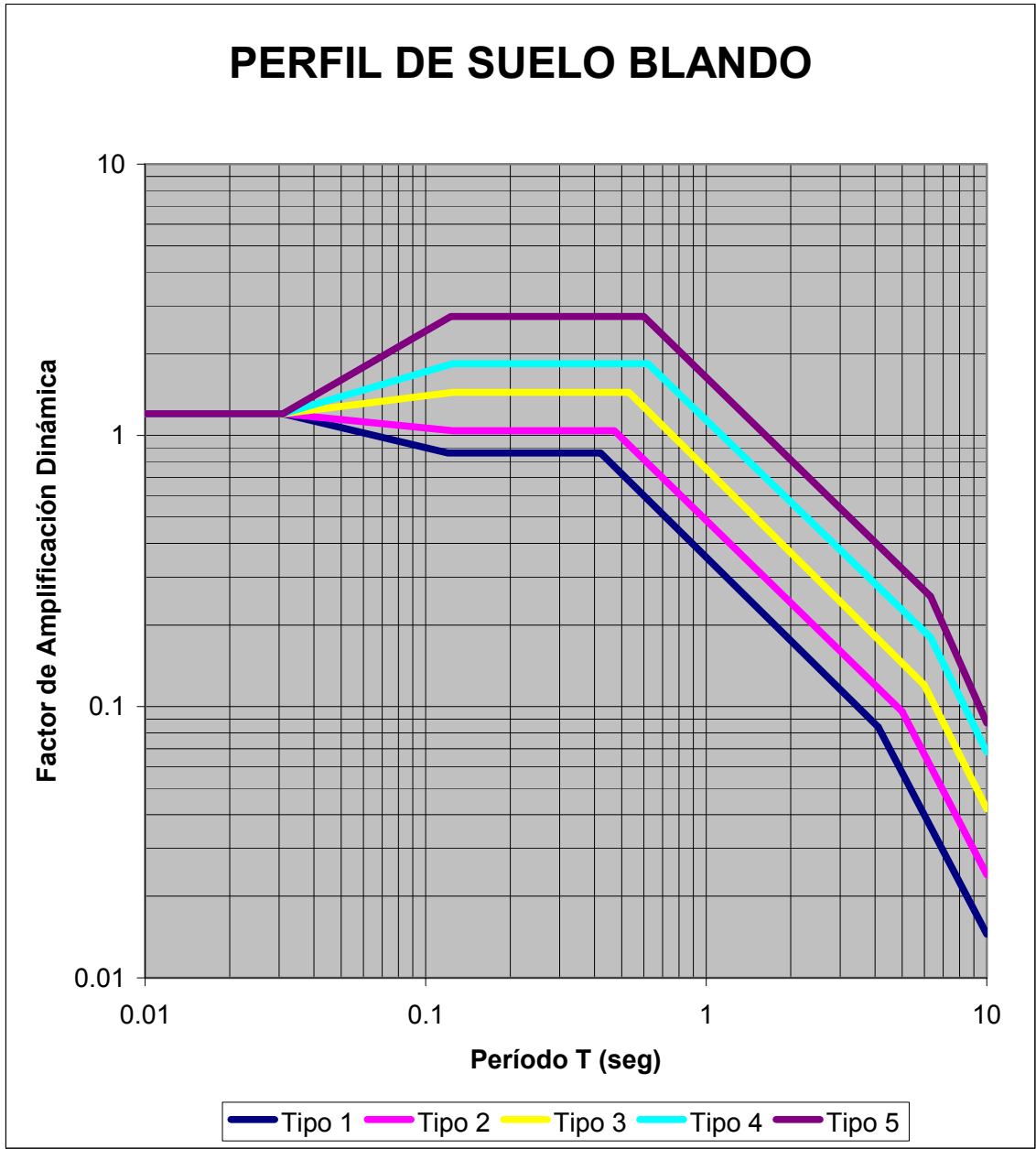


Figura 2.4.3. Factor de Amplificación Dinámica (*FAD*), para perfil de suelo blando.

## Capítulo 2.5. CARGAS Y FACTORES DE PARTICIPACION

2.5.1. Los valores de carga permanente, para la determinación de las fuerzas sísmicas, serán los mismos valores definidos para el cálculo de fuerzas gravitacionales.

2.5.2. La carga permanente deberá incluir:

- a) Los pesos propios de elementos constructivos, sean éstos estructurales o no estructurales, tales como las vigas, columnas, muros, particiones livianas, techos, etc.
- b) Los pesos de sistemas y componentes arquitectónicos, eléctricos y mecánicos, unidos a la estructura de manera que resistan las fuerzas especificadas en los artículos 2.10.6 y 2.10.8.
- c) El peso de los líquidos contenidos en depósitos, suponiendo el depósito lleno, a menos que un cálculo más detallado considere los efectos de la masa de agua oscilante en el depósito.

2.5.3. En cada nivel deberá considerarse la distribución en planta de la carga permanente a fin de calcular su centro de masa. Para este efecto deberá incluirse la mitad de la masa de las columnas, paredes y elementos verticales de los pisos inmediatamente inferior y superior a ese nivel.

2.5.4. Los valores de cargas temporales, para efectos gravitacionales, estarán dados por la tabla 2.5.1.

2.5.5. Para la determinación de la carga sísmica, el peso de cada nivel será el peso de la carga permanente más una fracción de la carga temporal calculada de la siguiente manera:

- a) Bodegas:  $\xi = 0.25$
- b) Edificios de uso general:  $\xi = 0.15$
- c) Azoteas, marquesinas y techos:  $\xi = 0$

Estos valores representan fracciones mínimas, por lo que deberán considerarse todas aquellas condiciones particulares que hagan necesario incrementarlas.

### 2.5.6. Participación de las diferentes acciones

Cada elemento de la estructura, y ésta como unidad, deberá tener capacidad para resistir las siguientes combinaciones de cargas:

a) Diseño con el Método de Resistencia Última.

$$\begin{aligned} CU &= 1.4 CP + 1.7 CT \\ CU &= 0.75 (1.4 CP + 1.7 CT) + CS \\ CU &= 0.95 CP + CS \end{aligned}$$

Para estructuras hipostáticas de concreto preesforzado, deberán añadirse los efectos de la redundante de la postensión (*EP*), multiplicados por 1.1 si el efecto aumenta el resultado de la combinación más desfavorable de las cargas gravitacionales y sísmicas y por 0.90 si lo disminuye.

b) Diseño con el Método de Esfuerzos de Trabajo.

$$\begin{aligned} CW &= CP + CT \\ CW &= 1.1 (CP + CT) + CS \\ CW &= 0.95 CP + CS \end{aligned}$$

Para las dos últimas combinaciones, los esfuerzos permisibles podrán incrementarse conforme a las indicaciones específicas de cada material

donde:

$$\begin{aligned} CU &= \text{Carga Última} \\ CW &= \text{Carga de Trabajo} \\ CP &= \text{Carga Permanente} \\ CT &= \text{Carga Temporal} \\ CS &= \text{Carga Sísmica} \end{aligned}$$

2.5.7 En el diseño para carga última (*CU*), los elementos deberán proporcionarse usando métodos de resistencia última con los esfuerzos últimos especificados para el diseño estático, no permitiéndose ningún aumento de los mismos al considerarse la carga sísmica.

TABLA 2.5.1. Sobrecargas mínimas	
DESTINO DEL PISO	SOBRECARGA (kg/m <sup>2</sup> )
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 baile, restaurantes, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares).	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía 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.*

## Capítulo 2.6. METODO ESTATICO

2.6.1. Con este Método se representa el efecto del sismo sobre el edificio mediante un conjunto de fuerzas estáticas aplicadas en cada uno de sus niveles. La distribución de estas fuerzas es el resultado de suponer un primer modo de oscilación de forma triangular y despreciar el efecto de los modos superiores.

2.6.2. Dado el caracter aproximado de este método, su uso queda limitado a estructuras que reúnan las tres características siguientes:

- a) Edificios regulares en altura, según artículo 2.3.5.
- b) Edificios regulares en planta, según artículo 2.3.6., salvo la excepción indicada en el artículo 2.6.10.
- c) Edificios con un número de pisos no superior a siete o altura máxima sobre el nivel de calle o de acceso no superior a treinta metros.

2.6.3. Para el análisis de estos edificios se aplicará en el centro de masa de cada nivel  $i$ , una fuerza sísmica definida por

$$F_i = C\eta h_i W_i$$

donde

- $F_i$  = Fuerza sísmica aplicada al nivel  $i$ .  
 $C$  = Coeficiente sísmico obtenido según indicaciones del artículo 2.4.1.  
 $\eta$  = Constante definida por

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

- $W_i$  = Peso asignado al nivel  $i$ , calculado para efectos sísmicos conforme al artículo 2.5.5.  
 $h_i$  = Altura del nivel  $i$  sobre el nivel de base.  
 $N$  = Número total de pisos del edificio.

2.6.4. La suma de todas las fuerzas, que representa el cortante  $V$  en la base, queda expresada por:

$$V = C \frac{\left( \sum_{k=1}^N W_k h_k \right)^2}{\sum_{k=1}^N W_k h_k^2}$$

2.6.5. Para calcular el coeficiente sísmico  $C$  podrá suponerse, inicialmente, un período de vibración dado por:

$$\begin{aligned}
 T &= 0.12N, \text{ para edificios formados exclusivamente por marcos rígidos de acero.} \\
 T &= 0.10N, \text{ para edificios formados exclusivamente por marcos rígidos de concreto.} \\
 T &= 0.08N, \text{ para edificios con sistemas mixtos de marcos rígidos y muros} \\
 &\quad \text{estructurales, pórticos arriostados o muros de mampostería.} \\
 T &= 0.05N, \text{ para edificios formados, exclusivamente, por muros estructurales.}
 \end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned}
 T &= \text{Período fundamental (en segundos)} \\
 N &= \text{Número total de pisos}
 \end{aligned}$$

2.6.6. El edificio deberá ser analizado para las fuerzas sísmicas horizontales definidas por la ecuación del artículo 2.6.3 a fin de determinar las acciones internas de los elementos y los desplazamientos elásticos en cada nivel.

2.6.7. En edificios de concreto reforzado, los elementos tendrán un momento de inercia equivalente  $I_{eq}$  definido así:

$$\begin{aligned}
 I_{eq} &= 1.00 I_b \text{ para elementos en flexocompresión.} \\
 I_{eq} &= 0.50 I_b \text{ para elementos en flexión.}
 \end{aligned}$$

donde:

$$I_b = \text{Momento de inercia de la sección sin agrietar y sin considerar el refuerzo de acero (sección bruta).}$$

2.6.8. Aquellos elementos en flexión integrados a una losa de entrepiso de concreto deberán considerarse, en su sección transversal, como viga T con un ancho efectivo de ala igual al utilizado en las especificaciones de diseño.

2.6.9. Una vez calculados los desplazamientos elásticos deberá recalcularse el período  $T$  con base en la ecuación

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i (\delta_i^e)^2}{g \sum_{i=1}^N F_i \delta_i^e}}$$

donde:

$$\delta_i^e = \text{desplazamiento elástico en el nivel } i \text{ debido a las fuerzas sísmicas horizontales.}$$

Si el nuevo período produjera un coeficiente sísmico mayor al estimado inicialmente deberán incrementarse todos los efectos sísmicos en esa proporción. Si, por el contrario, el nuevo

período produce un coeficiente sísmico menor, podrán reducirse los efectos sísmicos en esa proporción, siempre que ésta no sea inferior al 80%.

2.6.10. En edificios irregulares en planta que no satisfacen el requisito **a** del artículo 2.3.6, pero que cumplen con el requisito **b** de ese mismo artículo y los requisitos **a** y **c** del artículo 2.6.2, podrá utilizarse el método estático. Para este efecto deberá hacerse un análisis tridimensional que incluya las dos traslaciones horizontales y la rotación en planta de cada nivel. Las fuerzas sísmicas  $F_i$  calculadas conforme al artículo 2.6.3, deberán aplicarse a una distancia de  $e_i$  a la derecha y luego a la izquierda del centro de masa de cada nivel.

La carga sísmica, para efectos del diseño de cada elemento, será la más crítica de estas dos condiciones. Si en ambas direcciones las excentricidades incumplen la condición **a** del artículo 2.3.6, el análisis tridimensional deberá hacerse en ambas direcciones.

2.6.11. Para los edificios comprendidos en el artículo anterior, el período natural  $T$  deberá recalcularse con la ecuación.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [M_i (\delta_i^e)^2 + I_{ci} (\theta_i^e)^2]}{\sum_{i=1}^N F_i (\delta_i^e + \theta_i^e e_i)}}$$

donde:

- $\theta_i^e$  = Rotación elástica en planta del nivel  $i$ , en radianes.
- $\delta_i^e$  = Desplazamiento elástico del centro de masa en la dirección de las fuerzas  $F_i$ .
- $e_i$  = Excentricidad perpendicular a las fuerzas  $F_i$ .
- $I_{ci}$  = Momento polar de inercia del nivel  $i$  con respecto al centro de masa, según artículo 2.3.6.
- $M_i$  = Masa del nivel  $i$ , según artículo 2.3.6.

2.6.12. Podrán utilizarse las regulaciones descritas en la **Sección 3: Viviendas de Uno y Dos Pisos**, en aquellos edificios clasificados según el uso en los grupos B o C y, según la forma estructural, en el Tipo 4 y que presenten las siguientes características:

- a) 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.
- b) La relación de ancho a largo de la planta del edificio no es mayor que 2 a menos que, para efectos de análisis sísmico, dicha planta pueda suponerse dividida en tramos independientes cuya relación de largo a ancho satisfaga esa restricción.
- c) En cada nivel, al menos el 75% de la carga gravitacional es soportada por muros.

- d) En cada una de las dos direcciones ortogonales existen al menos dos muros, localizados uno respecto del otro a más de 50% del ancho del edificio, paralelos o formando un ángulo menor a  $20^\circ$  entre ellos. En el nivel de entrepiso, estos muros estarán ligados por medio de diafragmas rígidos en una longitud mínima del 50% de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.

Si no se cumple con las características previamente descritas la estructura deberá ser analizada conforme a las especificaciones contenidas en esta Sección.

## Capítulo 2.7. METODO DINAMICO

2.7.1. Con este método se representa el efecto del sismo sobre el edificio mediante una superposición de conjuntos de fuerzas estáticas aplicadas en cada uno de los niveles. El cálculo de estas fuerzas se realiza mediante un análisis modal que toma en cuenta las características dinámicas de la estructura, considerada ésta como un sistema elástico-lineal.

2.7.2. Para edificios regulares en planta, el método dinámico equivale a la aplicación, para cada modo  $j$ , del conjunto de fuerzas estáticas siguientes

$$F_{i,j} = C_j \eta_j^* \phi_{i,j} W_i$$

donde

- $F_{i,j}$  = Fuerza sísmica en el nivel  $i$  correspondiente al modo de oscilación  $j$ .  
 $W_i$  = según fue definido en el artículo 2.6.3.  
 $C_j$  = Coeficiente sísmico obtenido, según indicaciones del artículo 2.4.1, para el período natural  $T_j$  correspondiente al modo  $j$ .  
 $\eta_j^*$  = Constante para cada modo  $j$ , definida por:

$$\eta_j^* = \frac{\sum_{k=1}^N W_k \phi_{k,j}}{\sum_{k=1}^N W_k \phi_{k,j}^2}$$

- $\phi_{i,j}$  = valor en el nivel  $i$  del modo de oscilación  $j$  (con el signo incluido).

2.7.3. Para edificios regulares en planta, los desplazamientos elásticos correspondientes al modo  $j$  estarán dados por

$$\delta_{i,j}^e = \frac{g C_j T_j^2 \eta_j^* \phi_{i,j}}{4\pi^2}$$

donde:

- $T_j$  = Período del edificio en el modo de oscilación  $j$ .  
 $g$  = Aceleración de la gravedad.

2.7.4. Para edificios regulares en planta, el número mínimo de modos de oscilación que deberán ser considerados en el análisis se calculará de la siguiente manera:

- Para edificios de ocho pisos o menos, el número de modos será igual a un cuarto más fracción del número de pisos.
- Para edificios de más de ocho pisos se añadirá un modo de oscilación por cada cinco pisos, o fracción, adicionales.

2.7.5. Para edificios irregulares en planta que deban analizarse con el método dinámico, se hará un análisis modal tridimensional que considere el acoplamiento lateral torsional incluidos tres grados de libertad por nivel, dos traslaciones ortogonales y una rotación en planta. En este caso, el número mínimo de modos que deberá ser considerado será tres veces el valor calculado en el artículo 2.7.4.

2.7.6. Para el cálculo de los momentos de inercia de las secciones transversales de los elementos se aplicará, en lo pertinente, lo estipulado en los artículos 2.6.7 y 2.6.8.

2.7.7. Para determinar los efectos de la carga sísmica *CS* se procederá de la siguiente forma:

- a) Para cada modo significativo de oscilación se determinarán las acciones internas (momentos de flexión, fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos de torsión) en los elementos, así como los desplazamientos horizontales en cada nivel, los desplazamientos relativos entre los niveles superior e inferior de cada sistema resistente y las reacciones en las fundaciones.
- b) Si los diferentes períodos de la estructura están bien separados entre sí, los valores obtenidos en cada modo significativo, para acciones internas, desplazamientos absolutos o relativos y reacciones en las fundaciones, serán combinados calculando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores correspondientes a cada modo.

$$S = \sqrt{S_1^2 + S_2^2 + \dots + S_M^2}$$

donde:

$S =$  Valor combinado para diseño, correspondiente a una acción interna, reacción en la fundación, desplazamiento absoluto o desplazamiento relativo.

$S_1, S_2, \dots, S_M$  Valores obtenidos correspondientes a los modos 1, 2, ...  $M$

$M =$  Número de modos según artículos 2.7.4 o 2.7.5.

- c) Cuando existan períodos de diferentes modos muy próximos entre sí, los valores obtenidos para cada modo significativo deberán combinarse utilizando procedimientos que tomen en cuenta esta condición.

## Capítulo 2.8. DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES

2.8.1. Para cada sistema resistente, los desplazamientos horizontales en los niveles y los desplazamientos relativos entre pisos deberán ser estimados por medio de las siguientes expresiones que consideran las deformaciones, en el rango inelástico, necesarias para absorber y disipar energía.

$$\delta_i = \kappa \delta_i^e$$

$$\Delta_i = \kappa \Delta_i^e$$

donde:

- $\delta_i$  = Desplazamiento inelástico horizontal del nivel  $i$ .
- $\Delta_i$  = Desplazamiento inelástico relativo de los niveles superior e inferior del piso  $i$ .
- $\kappa$  = Factor de desplazamiento inelástico dado en la tabla 2.8.1.
- $\delta_i^e, \Delta_i^e$  = Desplazamientos inelásticos absolutos del nivel  $i$  y desplazamiento relativo de los niveles superior e inferior del piso  $i$ , respectivamente. Estos desplazamientos se calculan conforme a las indicaciones de los capítulos 2.6 ó 2.7, según corresponda.

TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR $\kappa$
1	6
2	4
3	2
4	1.2
5	1

2.8.2. Cuando, para la clasificación del tipo estructural, se ha supuesto que los muros y particiones están desligados de los sistemas resistentes, deberá revisarse esta suposición con base en los desplazamientos relativos calculados conforme al artículo 2.8.1.

2.8.3. El desplazamiento horizontal  $\Delta_i$  de cualquier nivel, con respecto al nivel adyacente inferior, no deberá exceder los valores dados en la tabla 2.8.2, salvo que se cumplan los requisitos del artículo 2.8.4.

TABLA 2.8.2 Límite superior de los desplazamientos relativos $\Delta_i/H_i$		
TIPOS DE ESTRUCTURA	GRUPO A	GRUPOS B Y C
1	0.010	0.016
2	0.010	0.014
3	0.010	0.011
4	0.008	0.008
5a	0.010	0.016
5b,c	0.008	0.008

donde:

$$H_i = h_i - h_{i-1} = \text{Altura entre el nivel inferior y superior del piso } i.$$

2.8.4. En edificios de tres pisos o menos de altura, clasificados según su uso en los grupos B y C, donde no haya acabados de comportamiento frágil, los desplazamientos relativos podrán incrementarse en un 30% sobre los valores de la tabla 2.8.2.

2.8.5. Todas las estructuras deberán estar separadas entre sí, de tal manera que no haya posibilidad de contacto cuando éstas se desplacen una hacia la otra, en la magnitud indicada en el artículo 2.8.1. Lo anterior incluye también las partes de un mismo edificio diseñadas para actuar independientemente y separadas por juntas de expansión.

2.8.6. Los dispositivos de expansión o los materiales de relleno que se empleen en juntas de expansión deberán ser tales que permitan movimientos relativos, que fluyan plásticamente, o que se fracturen antes que las partes estructurales.

## Capítulo 2.9. REQUISITOS PARA LA CIMENTACION

2.9.1. En este capítulo se incluyen únicamente aquellos requisitos del diseño de la cimentación relacionados con el diseño sismo-resistente, por lo que deberá cumplirse, además, con todos los requisitos básicos necesarios para soportar las cargas verticales, y las cargas horizontales adicionales a las causadas por movimientos sísmicos. En consecuencia, se supone que se habrán hecho todos los estudios y recomendaciones necesarios sobre rellenos, estabilidad de taludes, empujes horizontales, capacidad soportante del suelo, drenajes, control de asentamientos, capacidad de pilotes, etc.

2.9.2. Durante un sismo, los elementos y sistemas estructurales de cimentación deberán ser capaces de mantener su capacidad de transmitir cargas verticales y de permitir, a la vez, los procesos de disipación inelástica de energía de la superestructura.

2.9.3. Los esfuerzos permisibles sobre el sitio de cimentación se determinarán reduciendo la capacidad soportante del suelo con los factores de seguridad de la tabla 2.9.1.

2.9.4. Las fuerzas verticales y horizontales y los momentos de volteo que produzcan los sistemas resistentes sobre el sitio de cimentación por efecto de las sollicitaciones sísmicas deberán ser equilibrados por las reacciones del terreno que actúan sobre ellos, sin que excedan los esfuerzos permisibles del artículo 2.9.3. Se aceptará que en una parte de la cimentación no existan esfuerzos de contacto siempre que, en cada sistema resistente, el área total en compresión no sea inferior al 50% del área total de los cimientos de ese sistema. En estos casos, el modelo utilizado en el análisis de la estructura deberá ser congruente con las condiciones existentes en la fundación.

2.9.5. En las cimentaciones a base de zapatas aisladas de fundación, las columnas deberán interconectarse bajo el nivel de planta inferior por medio de vigas de amarre capaces de resistir, en tracción o compresión, una fuerza axial mínima del 10% de la carga axial correspondiente a la zapata más solicitada. Estas vigas también pueden ser diseñadas para resistir, parcial o totalmente, los momentos flexores en la base de las columnas, en cuyo caso podrá hacerse la reducción correspondiente en los momentos que sean transmitidos directamente al terreno. Podrá hacerse excepción de este artículo en edificios de uno, dos o tres pisos, salvo que las condiciones del terreno manifiesten lo contrario.

2.9.6. En las fundaciones sobre pilotes, las zapatas deberán estar interconectadas por vigas de amarre que cumplan los requisitos de tracción y compresión del artículo 2.9.5. Sin embargo, no podrá considerarse la capacidad de flexión de las vigas de amarre para reducir los momentos que deberán resistir los pilotes, a menos que éstos estén todos colocados sobre un mismo eje horizontal, en cuyo caso las vigas de amarre perpendiculares a dicho eje podrán contribuir a resistir los momentos flexores en esa dirección.

2.9.7. En las cimentaciones sin pilotes, a base de zapatas aisladas, será posible considerar la naturaleza flexible del terreno y se permitirán rotaciones en las zapatas, acordes con esa

flexibilidad, durante la sollicitación sísmica. En este caso, deberán justificarse en los documentos de diseño todas las consideraciones para el análisis y los datos utilizados en el cálculo.

TABLA 2.9.1 Factores de seguridad para la capacidad soportante de los suelos.		
Cargas Estáticas	Método Ultimo	Esfuerzos de Trabajo
$P_{\min}/P_{\max} \geq 0.25$	2.0	3.0
$P_{\min}/P_{\max} < 0.25$	1.7	2.5
Cargas Dinámicas	Método Ultimo	Esfuerzos de Trabajo
$P_{\min}/P_{\max} \geq 0.25$	1.5	2.0
$P_{\min}/P_{\max} < 0.25$	1.2	1.6

donde:

$P_{\min}$  y  $P_{\max}$  son las presiones máxima y mínima en el suelo, que se calculan suponiendo una distribución lineal de ellas.

El caso  $P_{\min}/P_{\max} < 0.25$  incluye el caso de una distribución triangular de presiones.

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

$$P = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 (0.75 a_{\max})$$

donde:

- $P$  = Fuerza de sismo, que actúa a  $0.6H$  sobre la base
- $\gamma_s$  = Peso unitario del suelo
- $H$  = Altura del muro
- $a_{\max}$  = Aceleración máxima, definida en el sitio del edificio según artículo 2.4.1.

De ser necesario, esta fuerza podrá sustituirse por una fuerza distribuida, con una variación trapezoidal en la altura del muro, cuya resultante tenga la misma magnitud y punto de aplicación que la fuerza  $P$ . La estabilidad de taludes se revisará conforme a lo dispuesto en el artículo 2.2.4.

## Capítulo 2.10. SISTEMAS Y COMPONENTES

2.10.1. Todos los sistemas y componentes no estructurales, es decir, arquitectónicos, mecánicos y eléctricos, que formen parte de edificios y estructuras afines, deberán diseñarse y construirse para que resistan las fuerzas sísmicas determinadas de acuerdo con este Capítulo.

2.10.2. La fuerza sísmica que actúa sobre cualquier componente debe aplicarse en el centro de masa del componente, debiendo combinarse de acuerdo con las indicaciones del artículo 1.1.7 y cuando sea pertinente, con las del 1.1.8.

2.10.3. Cuando exista interacción entre los componentes no estructurales con el sistema estructural, la fuerza sísmica que esta interacción produzca deberá ser tomada en cuenta en el diseño de los componentes y de la estructura.

2.10.4. Los sistemas y componentes no estructurales deberán anclarse de manera que las fuerzas sísmicas puedan ser transferidas a la estructura del edificio. Para este efecto no podrá considerarse la fricción debida a cargas gravitacionales. Los documentos de diseño deberán incluir toda la información necesaria sobre el cálculo de anclajes de sistemas o componentes.

2.10.5. Los componentes o sistemas no estructurales deberán tener la resistencia y ductilidad necesarias para resistir las deformaciones causadas por los desplazamientos absolutos y relativos de los niveles de piso, debiendo ser estos desplazamientos calculados conforme al artículo 2.8.1.

2.10.6. Los sistemas y componentes arquitectónicos y sus soportes deberán diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas por la siguiente fórmula:

$$F_p = \left[ \frac{2h_i}{H + h_1} \frac{V_t}{W_t} + a_{\max} \right] X_p W_p$$

donde:

- $F_p$  = Fuerza sísmica aplicada a un sistema o componente arquitectónico, en su centro de masa.
- $h_i$  = Altura del nivel  $i$  en el cual se encuentra el sistema o componente del edificio. Para sistemas o componentes colocados en el terreno o bajo el nivel de base, se tomará  $h_i = 0$ .
- $h_1$  = Altura de primer nivel.
- $H$  = Altura total del edificio
- $V_t$  = Cortante total, en la base del edificio, producido por las fuerzas sísmicas.
- $W_t$  = Peso total del edificio en la base, utilizado en el cálculo de las fuerzas sísmicas.

- $a_{\max}$  = Aceleración máxima definida para el sitio y uso del edificio, según artículo 2.4.1.  
 $X_p$  = Constante para componentes arquitectónicos, según tabla 2.10.1.  
 $W_p$  = Peso del componente arquitectónico en consideración.

2.10.7 Los componentes o sistemas arquitectónicos compuestos básicamente de materiales frágiles, que tengan flexión transversal por fuerzas perpendiculares a su propio plano, no deberán exceder la capacidad de deformación del material cuando son sometidos a las fuerzas indicadas en el artículo anterior.

2.10.8 Los sistemas y componentes mecánicos y eléctricos así como sus soportes y anclajes deberán diseñarse para cargas sísmicas calculadas de acuerdo con principios establecidos de dinámica estructural o, en su lugar, determinadas por la siguiente expresión:

$$F_c = \left[ \frac{2h_i}{H + h_1} \frac{V_i}{W_i} + a_{\max} \right] \beta X_c W_c$$

donde

- $F_c$  = Carga sísmica aplicada a un sistema o componente eléctrico o mecánico, en su centro de masa.  
 $h_l, h_j, H, V_b, W_b, a_{\max}$ , según fueron definidos en el artículo 2.10.6.  
 $\beta$  = Factor de amplificación relacionado con la respuesta de un sistema o componente, de conformidad con el artículo 2.10.9.  
 $X_c$  = Constante para componentes mecánicos o eléctricos, de acuerdo con la tabla 2.10.2.  
 $W_c$  = Peso del componente eléctrico o mecánico en consideración.

2.10.9. El factor de amplificación de soporte se determinará de la siguiente manera:

- 1) Para anclajes fijos al edificio, excepto en su nivel de base o bajo éste,  $\beta = 1$ .
- 2) Para sistemas montados sobre apoyos flexibles.

Si  $T_c/T_1 < 0.6$  o  $T_c/T_1 > 1.4$ ,  $\beta = 1$

Si  $0.6 < T_c/T_1 < 1.4$ ,  $\beta = 2$

Si el sistema está apoyado en el terreno o sobre una base en contacto directo con éste,  $\beta = 2$ .

donde:

$T_1$  = Período fundamental del edificio, calculado según artículos 2.6.9 ó 2.6.11, o con principios establecidos de la dinámica estructural.

$T_c$  = Período fundamental del componente, calculado de acuerdo con principios establecidos de la dinámica estructural. En ausencia de éstos podrá usarse la ecuación:  $T_c = 2\pi\sqrt{W_c/gK}$

$g$  = Aceleración de la gravedad

$K$  = Rigidez de los soportes del sistema.

2.10.10. En sistemas y componentes de dimensiones significativas, es recomendable sustituir  $F_p$ ,  $W_p$ ,  $F_c$  y  $W_c$  por fuerzas distribuidas en el área ó el volumen según sea el caso.

TABLA 2.10.1 Coeficiente sísmico para componentes arquitectónicos $X_p$	
COMPONENTE	FACTOR $X_p$
Apéndices	
Muros exteriores no cargados	1.2
Elementos anclados a muros o techos	2.0
Enchapes	1.5
Elementos de cubierta y techos	1.2
Recipientes y componentes misceláneos	1.0
Divisiones y Muros	
De escalera y ascensores	1.3
De conductos verticales	1.2
De corredores de salida incluyendo el cielo raso	1.2
De corredores privados	1.0
Separaciones de áreas de altura completa	1.0
Otros componentes arquitectónicos anclados al cieloraso, las paredes o el piso	1.2

TABLA 2.10.2 Coeficiente sísmico para componentes mecánicos o eléctricos $X_c$	
COMPONENTES	FACTOR $X_c$
Sistemas eléctricos de emergencia.	2.0
Sistemas de detección de fuego y humo.	2.0
Sistemas de extinción de fuego.	2.0
Componentes de sistemas de seguridad humana.	2.0
Calderas, hornos, incineradores, calentadores de agua y otros equipos que usen fuentes combustibles de energía o fuentes de alta temperatura.	2.0
Sistemas de comunicación	1.5
Sistemas primarios de cables eléctricos	2.0
Centros de control de motores eléctricos, dispositivos de control de motores, dispositivos de distribución, transformadores y subestaciones	1.5
Equipos rotantes o reciprocantes	1.5
Equipos presionizados	2.0
Maquinaria de manufactura y proceso	1.2
Conductos y tuberías de sistemas de distribución	1.2
Pantallas y tableros eléctricos	1.5
Fajas transportadoras de material	1.2
Lámparas	1.5

## Capítulo 2.11. REQUISITOS PARA CONCRETO REFORZADO

### 2.11.1. Generalidades

2.11.1.1. Los edificios de concreto reforzado deberán cumplir con las especificaciones vigentes del Comité 318 del Instituto Americano del Concreto (Código ACI-318), excepto en lo referente a su apéndice A: "Disposiciones Especiales para Diseño Sísmico", que será sustituido por este capítulo.

2.11.1.2. Los requisitos de este capítulo deberán aplicarse a aquellos elementos de concreto reforzado que sean parte de sistemas resistentes a la acción sísmica. Podrán omitirse algunos de los requisitos de este capítulo siempre que se demuestre, de manera inequívoca, que el sistema resistente resultante tendrá una capacidad y ductilidad igual o mayor que la que se obtendría utilizando las normas de este capítulo.

2.11.1.3. Durante un sismo moderado o fuerte, las acciones internas que pueden ocurrir en los elementos son función de la capacidad real de las secciones y no de los valores obtenidos en el análisis, pues es muy probable que en alguna de éstas se exceda el rango elástico. En consecuencia el diseño sísmico es un *diseño por capacidad*, que no sólo debe satisfacer valores mínimos de resistencia sino también limitar el valor máximo de la misma.

2.11.1.4. Para garantizar que la distribución de las fuerzas sísmicas en los elementos estructurales de los sistemas resistentes sea conforme al análisis, debe asegurarse la no participación de aquellos elementos que no fueron considerados como factores resistentes al sismo. Por lo tanto, es preciso poner especial énfasis en el diseño, los detalles y la construcción de estos elementos no estructurales.

2.11.1.5. Debido a que las sollicitaciones sísmicas producen deformaciones inelásticas y reversibles en algunas regiones de los elementos, es necesario garantizar en las mismas un comportamiento dúctil, producido por la fluencia del acero en tracción, 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, pandeo local del acero al fluir en compresión, etc.

2.11.1.6. La resistencia mínima especificada del concreto en compresión deberá ser  $210 \text{ Kg/cm}^2$  y la resistencia máxima especificada para elementos de concreto liviano será de  $280 \text{ Kg/cm}^2$ .

2.11.1.7. El acero de refuerzo longitudinal utilizado en elementos de marcos dúctiles y en los bordes de muros estructurales dúctiles de estructuras Tipos 1 y 2, deberá cumplir la norma ASTM A-706. Se permitirá utilizar acero ASTM A-615 de Grado 40, si:

- a) El esfuerzo real de fluencia no sobrepasa el esfuerzo especificado en más de  $1250 \text{ Kg/cm}^2$ , y

- b) La relación de la resistencia última a la tensión al esfuerzo de fluencia real no es inferior a 1.25.

2.11.1.8. En columnas, muros y vigas, el traslape del refuerzo longitudinal deberá hacerse en forma alternada. En ningún caso se podrá traslapar más del 50% del refuerzo en la longitud de traslape. La distancia entre traslapes alternos deberá ser mayor que 30 veces el diámetro de la barra de refuerzo.

2.11.1.1.9 Los factores de reducción de resistencia  $\phi$  serán los que señale el ACI-318, excepto en lo siguiente:

- a) El factor de reducción de resistencia al corte será 0.60, para aquellos elementos en los cuales se permita diseñar para una capacidad en cortante menor al cortante máximo correspondiente a la capacidad en flexión.
- b) El factor de reducción de resistencia para columnas con carga axial de compresión será 0.50 si la carga axial excede  $0.10A_g f'_c$  y no se cumplen los requisitos de refuerzo transversal de los incisos 2.11.3.5 ó 2.11.3.6.
- c) El factor de reducción, para longitud de anclaje de barras de refuerzo, será 0.65.

2.11.10. Cuando se efectúen traslapes con soldadura o cualquier 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 30cm.

### 2.11.2. Elementos en Flexión.

2.11.2.1. Los requisitos de este artículo se aplican a vigas y otros elementos de marcos rígidos, que presenten las siguientes características:

- a) Sean parte de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.
- b) Resistan esas fuerzas fundamentalmente por flexión.
- c) Las fuerzas axiales a que están sujetos no exceden  $0.10A_g f'_c$  en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas.
- d) La luz libre es mayor que cuatro veces la altura efectiva.

2.11.2.2. El valor máximo de  $\rho - \rho'$  no podrá exceder  $0.50 \rho_b$  ni 0.025. Tanto el refuerzo superior como el inferior deberán estar formados por un mínimo de dos barras. El valor mínimo de  $\rho$  será  $14' f_y$  (en kg/cm<sup>2</sup>), ó 1.33 veces el valor requerido, a todo lo largo del elemento.

2.11.2.3. La capacidad del momento positivo, en cada uno de los extremos del elemento, no será

inferior a la mitad de la capacidad del momento negativo en ese extremo. Las capacidades de momentos positivos o negativos, en cualquier sección del elemento, no podrán ser inferiores a un 25% de la máxima capacidad de ese elemento.

2.11.2.4. Deberán colocarse aros de confinamiento en toda la longitud de traslapo de barras de refuerzo longitudinal. El espaciamiento máximo de los aros no podrá exceder  $d' / 4$ . No podrán hacerse traslapos:

- a) En los núcleos de unión.
- b) En una distancia igual a  $2d$  de los extremos del elemento, y.
- c) En sitios donde el análisis indique posibilidad de fluencia del acero debido a desplazamientos inelásticos del sistema resistente.

2.11.2.5. El refuerzo superior o inferior de elementos flexores que llegue a las caras opuestas de un núcleo de unión deberá ser continuo y sin dobleces a través de éste. Cuando esto no sea posible con alguna barra, debido a variaciones de la sección transversal del elemento en flexión, ésta deberá anclarse conforme al inciso 2.11.2.6.

2.11.2.6. El refuerzo superior e inferior de los elementos flexores que terminen en un núcleo de unión deberá prolongarse hasta la cara opuesta de la región confinada del núcleo y continuar ortogonalmente después de un doblaje de  $90^\circ$ . La longitud de anclaje se calculará conforme al artículo 2.11.6 y se medirá desde el inicio del núcleo. El radio del doblaje no podrá ser menor de cuatro veces el diámetro de la barra.

2.11.2.7. En todos los elementos en flexión, de estructuras Tipos 1 y 2, deberán colocarse aros de confinamiento con un espaciamiento máximo no mayor que  $d/4$ , 8 veces el diámetro del refuerzo longitudinal, 24 veces el diámetro del refuerzo transversal o 30 cm, a todo lo largo del elemento. El primer aro deberá colocarse a 5 cm del núcleo de unión.

2.11.2.8. En elementos en flexión de estructuras Tipo 3 deberán colocarse aros de confinamiento, con las separaciones indicadas en el inciso anterior, en las siguientes regiones:

- a) En los extremos del elemento; en cuyo caso el primer aro se colocará a 5 cm y el último a distancia  $2d$  del núcleo de unión.
- b) En longitudes  $2d$  a cada lado de una sección en la que puedan formarse rótulas plásticas.
- c) En cualquier región en que se requiera acero en compresión.

2.11.2.9. Para estructuras de cualquier tipo, en regiones donde no sea necesario colocar aros de confinamiento, deberán colocarse estribos de barras N° 3 ó mayores con espaciamiento máximo de  $d/2$ .

2.11.2.10. En regiones donde se requieran aros de confinamiento, éstos deberán colocarse de tal manera que todas las barras esquineras y las barras colocadas a más de 15 cm de las anteriores, estén unidas a la esquina del aro o a un amarre suplementario. Los aros consecutivos deberán tener sus extremos en los lados opuestos del elemento en flexión.

### 2.11.3. Elementos en Flexocompresión.

2.11.3.1. Los requisitos de este artículo se aplican a columnas, elementos de marcos rígidos y otros elementos estructurales que presenten las siguientes características.

- a) Sean parte de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.
- b) Soporten fuerzas axiales que excedan  $0.10A_g f'_c$  en alguna de las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas.
- c) Que la razón de la dimensión menor de la sección transversal a la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 ó, en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento.

2.11.3.2. En las uniones de estructuras Tipos 1 y 2 en que haya algún elemento en flexocompresión, la suma de las capacidades en flexión de las columnas deberá ser mayor que la suma de las capacidades en flexión de las vigas, en una y otra dirección principal. Para el cálculo de la capacidad en flexión de las columnas se usará, en cada dirección, la combinación de cargas cuya fuerza axial cause el menor momento flexor. Para el cálculo de la capacidad en flexión de las vigas se tomará el momento positivo de una y el momento negativo de la otra. Si lo anterior no fuere satisfecho, los elementos en flexocompresión deberán tener refuerzo transversal, en toda su altura, en la forma especificada en los incisos 2.11.3.6 y 2.11.3.7.

2.11.3.3. La razón  $\rho_l$  del área de refuerzo longitudinal al área bruta de la sección,  $A_g$ , no podrá ser menor a 0.01 ni mayor a 0.06.

2.11.3.4. En los elementos en flexocompresión de estructuras Tipos 1 a 4 deberá darse un confinamiento especial en una longitud  $L_o$  a partir de la cara de cada nudo, así como en ambos lados de cualquier sección donde pueda producirse una rótula plástica debido a cargas sísmicas. La longitud  $L_o$  no podrá ser menor que:

- a) Una sexta parte de la altura libre del elemento.
- b) La máxima dimensión de su sección transversal.
- c) 45 cm.

2.11.3.5. No se permitirán traslapos en las regiones de confinamiento especial definidas en el

inciso 2.11.3.4.

2.11.3.6. En estructuras Tipos 1 a 4 el confinamiento especial en la región definida en el inciso 2.11.3.4 deberá tener las siguientes características:

a) la razón volumétrica, para refuerzo en espiral o aros circulares, no podrá ser menor de

$$\rho_s = 0.67 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$
$$\rho_s = 0.18 \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

donde:

$A_g, A_c$  = Area bruta y área del núcleo interior confinado, respectivamente.

$f_{yh}$  = Esfuerzo de fluencia del acero transversal.

b) El área del refuerzo en forma de estribos rectangulares no podrá ser menor que:

$$A_{sh} = 0.45sh'' \frac{f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$
$$A_{sh} = 0.18sh'' \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

donde:

$A_{sh}$  = Area de la barra que forma los aros y amarres suplementarios.

$s$  = Separación, centro a centro, entre aros.

$h''$  = Distancia máxima, sin soportes, entre esquinas del aro o entre éstas y los amarres suplementarios.

2.11.3.7. En estructuras Tipos 1 y 2, la separación  $s$  máxima del refuerzo en espiral ó entre aros, no podrá exceder 0.25 de la dimensión mínima de la sección o 10 cm.

2.11.3.8. En estructuras Tipos 3 y 4, la separación  $s$  máxima del refuerzo en espiral o entre aros no podrá exceder 8 diámetros de la menor barra longitudinal, 24 diámetros de la barra transversal ó 0.50 de la dimensión mínima de la sección.

2.11.3.9. En las regiones excluidas de los requisitos de confinamiento especial del inciso 2.11.3.4 podrá duplicarse la separación máxima indicada en los incisos 2.11.3.7 y 2.11.3.8. En todo caso, deberán satisfacerse los requisitos para resistencia al cortante del artículo 2.11.6.

2.11.3.10. En estructuras de cualquier Tipo que no cumplan el requisito "c" para regularidad en

altura del artículo 2.3.5, deberá proveerse confinamiento especial, con las características indicadas en los incisos 2.11.3.6 y 2.11.3.7 en toda la altura de aquellos elementos de flexocompresión situados en pisos cuya rigidez sea menor que la de alguno de los pisos superiores.

2.11.3.11. En estructuras Tipos 1 a 4, cuando existan muros o particiones integrados a las columnas que producen *columnas cortas* que resistan cargas sísmicas, se considerará como altura libre de la *columna corta* el claro producido por las particiones interrumpidas. En estos casos deberá tenerse confinamiento especial, con las características indicadas en los incisos 2.11.3.6 y 2.11.3.7, en toda la altura libre de la columna. Si ésta fuera menor que cuatro veces la distancia transversal en la dirección de las fuerzas sísmicas, el valor  $\rho_s$  no podrá ser menor que 0.01 y ninguna combinación de cargas podrá producir fuerzas axiales mayores que  $0.20A_g f'_c$ .

2.11.3.12. Los elementos en flexocompresión de estructuras Tipos 1 a 4 en que alguna de las combinaciones de carga no produzca punto de reflexión en un piso determinado, deberán tener confinamiento especial con las características indicadas en los incisos 2.11.3.6 y 2.11.3.7 ó 2.11.3.8, según el tipo estructural, en toda la altura de la columna.

#### **2.11.4. Muros Estructurales, Diafragmas, Marcos Arriostrados y Muros de Mampostería Confinada.**

2.11.4.1. Los requisitos de este artículo se aplican a muros estructurales, marcos arriostrados, diafragmas, los elementos confinantes de muros de mampostería confinada y cualquier elemento en el que se produzcan fuerzas axiales debido al sismo. También se aplican a elementos de marcos rígidos que no cumplan con las condiciones de los incisos 2.11.2.1 ó 2.11.3.1.

2.11.4.2. Los muros estructurales, cuya razón  $M/Vl$  sea mayor o igual a dos, podrán ser diseñados con los conceptos de diseño de elementos en flexión o flexocompresión según sea el caso.

2.11.4.3. La razón de refuerzo  $\rho$ , para muros estructurales de concreto, no podrá ser inferior a 0.0025, tanto en el eje longitudinal –en la dirección del eje neutro– como en el transversal. El espaciamiento del refuerzo no deberá exceder de 45 cm. El refuerzo requerido por fuerzas cortantes deberá distribuirse uniformemente.

2.11.4.4. Deberá usarse al menos doble malla de refuerzo en cualquier muro estructural de concreto, en el que la fuerza cortante exceda  $0.50A_c\sqrt{f'_c}$  ( $f'_c$  en  $\text{kg/cm}^2$ ) o en el que el espesor iguale o exceda 20 cm.

2.11.4.5. Los elementos estructurales de marcos arriostrados, elementos confinantes de muros de mampostería confinada o elementos de diafragmas con esfuerzos de compresión mayores que  $0.20f'_c$  en combinaciones de carga que incluyan sismo, deberán tener refuerzo transversal, con las especificaciones contenidas en los incisos 2.11.3.6 y 2.11.3.7 ó 2.11.3.8, según se trate de

estructuras Tipo 1 y 2 ó 3 y 4, en la longitud total del elemento. Este refuerzo transversal podrá discontinuarse en la sección cuando el esfuerzo de compresión sea menor que  $0.15f'_c$

2.11.4.6. Todo refuerzo longitudinal de muros estructurales, marcos arriostrados, elementos confinantes de muros de mampostería confinada, diafragmas, etc. deberá anclarse o traslaparse de acuerdo con las especificaciones para refuerzo en tensión del artículo 2.11.6.

2.11.4.7. Todo muro estructural con esfuerzos de compresión mayores que  $0.20f'_c$  en su fibra extrema, correspondiente a combinaciones de carga que incluyan sismo, deberá tener elementos de borde, a menos que el muro como un todo satisfaga los requisitos de los incisos 2.11.3.6 y 2.11.3.7 para estructuras Tipo 2 ó el inciso 2.11.3.8, para estructuras Tipos 3 ó 4. Estos elementos podrán discontinuarse en el nivel en que los esfuerzos de compresión sean menores que  $0.15f'_c$ . Los elementos de borde deberán tener refuerzo transversal en toda su longitud como el especificado en los incisos 2.11.3.6 y 2.11.3.7 ó 2.11.3.8.

2.11.4.8. Los elementos de borde de muros estructurales de concreto y los elementos confinantes de muros de mampostería confinada deberán diseñarse para resistir todas las cargas verticales, incluyendo cargas tributarias y peso propio, así como las cargas verticales necesarias para resistir el momento de volteo debido al sismo.

2.11.4.9. El refuerzo transversal de los muros estructurales deberá anclarse en el núcleo confinado de los elementos de borde, de tal manera que sea capaz de desarrollar los esfuerzos de fluencia.

#### **2.11.5. Núcleos de Unión Viga-Columna**

##### REQUISITOS GENERALES

2.11.5.1. Las fuerzas de las barras longitudinales en los núcleos de unión, se calcularán suponiendo un esfuerzo de tracción de  $1.25f_y$ .

2.11.5.2. Los factores de reducción de capacidad  $\phi$  en los núcleos de unión serán los que indique el Código ACI 318, los factores del inciso 2.11.1.9 no se aplicarán para las uniones.

##### REFUERZO TRANSVERSAL

2.11.5.3. En todo el núcleo de unión deberán colocarse aros de confinamiento conforme a los incisos 2.11.3.6 y 2.11.3.7 ó 2.11.3.8, a menos que el núcleo esté confinado por elementos estructurales, según se indica en el inciso 2.11.5.4.

2.11.5.4. La cantidad de aros de confinamiento podrá reducirse a la mitad de lo indicado en el inciso 2.11.5.3 si en los cuatro lados del núcleo de unión existen vigas cuyo espesor es al menos tres cuartos del espesor de la columna en la sección correspondiente.

2.11.5.5. En el caso de vigas con dimensiones mayores a las de las columnas, en las que su refuerzo longitudinal no queda confinado por los aros de confinamiento de las columnas, deberá continuarse con los aros de la viga indicados en el inciso 2.11.2.7 a través del núcleo de unión.

## ESFUERZOS CORTANTES

2.11.5.6. La capacidad de diseño en cortante del núcleo de unión no podrá exceder  $\gamma A_j \sqrt{f'_c}$  ( $f'_c$  en  $\text{kg/cm}^2$ ). El coeficiente  $\gamma$  será 4 si existen elementos en flexión en las cuatro esquinas y todos ellos tienen espesores de al menos tres cuartos del espesor de la columna; de lo contrario  $\gamma$  será 3.  $A_j$  es el área transversal mínima en un plano paralelo a los ejes del refuerzo que causa el cortante de diseño.

2.11.5.7. Para concreto con agregado liviano, las capacidades en cortante no podrán exceder de tres cuartos los valores del inciso 2.11.5.6.

### 2.11.6. Longitudes de Anclaje de Refuerzo Longitudinal

2.11.6.1. La longitud de anclaje,  $R_{ag}$ , para barras de dimensiones N° 3 a N° 11, con un gancho estándar, no podrá ser menor que ocho veces el diámetro de la barra, 15 cm ó la longitud indicada en la siguiente ecuación:

$$\ell_{ag} = \frac{f_y d_b}{25\phi\sqrt{f'_c}}$$

donde:

$d_b$  = Diámetro de la barra

$\phi$  = Factor de reducción = 0.65

$R_{ag}$  y  $d_b$  en centímetros,  $f'_c$  y  $f_y$  en  $\text{kg/cm}^2$ .

En los casos de concreto con agregado liviano,  $R_{ag}$  se tomará como 1.25 veces los valores anteriores.

2.11.6.2. El gancho estándar del inciso anterior deberá estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o de un elemento de borde.

2.11.6.3. La longitud de anclaje,  $R_{ar}$  para barras rectas de dimensiones N° 3 a N° 11, no podrá ser menor de 2.5  $R_{ag}$ . Si el concreto bajo la barra, fraguado en la misma colada, excede los 30 cm, se usará una longitud  $R_{ar}$  no menor que 3.5  $R_{ag}$ .

2.11.6.4. Para barras de dimensiones N° 14 a N° 18, la longitud de anclaje será de 1.5 veces la indicada en los incisos 2.11.6.1 ó 2.11.6.3, según corresponda.

2.11.6.5. Las barras rectas que terminan en un núcleo de unión deberán pasarse a través de la parte confinada del núcleo o del elemento de borde. Cualquier parte de la longitud de anclaje que no esté en la región confinada deberá incrementarse en un factor de 1.6.

### 2.11.7. Requisitos de Capacidad en Cortante

2.11.7.1. La fuerza cortante para el diseño de elementos en flexión de estructuras Tipos 1 y 2 no será la obtenida en el análisis, sino la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura. Esta fuerza se calculará como

$$V_u = \frac{1}{\phi} \left[ \frac{M_{cpi}^{\pm} + M_{cpj}^{\pm}}{L - d} + 0.75(1.4w_{CP} + 1.7w_{CT}) \frac{L - d}{2} \right]$$

donde:

$V_u$  = Fuerza cortante de diseño.

$M_{cpi}, M_{cpj}$  = Capacidades probables en flexión, en los extremos del elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura. Para el cálculo de estos valores no se considerará el factor de reducción en flexión y se supondrá que el esfuerzo de fluencia en el acero longitudinal es, al menos  $1.25 f_y$ .

$\phi$  = Factor de reducción para cortante = 0.85.

$L$  = Longitud entre caras de elemento en flexión

$d$  = Altura efectiva del elemento

$w_{CP}, w_{CT}$  = Cargas permanente y temporal en el elemento, respectivamente, consideradas como uniformes.

2.11.7.2. Para elementos en flexocompresión de estructuras Tipos 1 y 2, la fuerza cortante de diseño no será la obtenida en el análisis, sino la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que producen una condición de doble curvatura.

Esta fuerza cortante se calculará como

$$V_u = \frac{1}{\phi} \left[ \frac{M_{cpi}^{\pm} + M_{cpj}^{\pm}}{H} \right]$$

donde:

$V_u$  = Fuerza cortante de diseño.

$\phi$  = Factor de reducción para cortante = 0.85.

$M_{cpi}, M_{cpj}$  = Capacidades probables en flexión, en los extremos superior e

inferior de la columna, calculadas de manera que produzcan doble curvatura. Para este caso no se considerará el factor de reducción para flexocompresión y se supondrá que el esfuerzo de fluencia en el acero longitudinal es, al menos,  $1.25 f_y$ . La carga axial con la cual se calcula la capacidad probable en flexión puede tomarse, conservadoramente, como la carga axial máxima correspondiente a una combinación de carga que incluya sismo.

$H$  = Altura libre de la columna.

2.11.7.3. En el caso de estructuras de cualquier Tipo estructural –con *columnas cortas* debidas a muros o particiones que no son continuos del piso al techo, tal y como se indica en el inciso 2.11.3.11.– deberá diseñarse para la fuerza cortante de diseño señalada en el inciso 2.11.7.2. En este caso, la altura del elemento será la altura libre de la *columna corta*.

2.11.7.4. En muros estructurales, marcos arriostrados y diafragmas, las fuerzas cortantes de diseño serán las que se deriven del análisis para fuerzas sísmicas de acuerdo con las distintas combinaciones de carga del artículo 2.5.6. El factor de reducción de resistencia al corte será de 0.60 según se indica en el inciso 2.11.1.9.

#### REFUERZO TRANSVERSAL EN ELEMENTOS DE MARCO.

2.11.7.5 Para el cálculo del refuerzo transversal de elementos en flexión o flexocompresión –para los cuales la fuerza cortante debida al sismo, calculada conforme a los incisos 2.11.7.1 ó 2.11.7.2, represente más del 50% del cortante total de diseño– no se tomará ningún esfuerzo cortante del concreto, a menos que las cargas axiales debidas a sismo sean inferiores a  $0.05 A_g f'_c$ .

2.11.7.6. Los estribos necesarios para resistir el cortante deberán ser aros de confinamiento, con las características señaladas en los artículos 2.11.2, 2.11.3, 2.11.4 y 2.11.5, según corresponda.

#### CAPACIDAD EN CORTANTE DE MUROS ESTRUCTURALES Y DIAFRAGMAS

2.11.7.7. La capacidad en cortante  $V_n$  de muros estructurales y diafragmas se tomará como:

$$V_n = \phi A_c (0.5\sqrt{f'_c} + \rho_a f_y)$$

donde:

- $A_c$  = Area neta de la sección de concreto que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicado por la altura de la sección.
- $\rho_a$  = Razón de refuerzo cortante distribuido en un plano perpendicular al plano de  $A_c$ .

$f'_c$  = Resistencia en compresión del concreto en kg/cm<sup>2</sup>.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero perpendicular del área  $A_c$ , en kg / cm<sup>2</sup>.

$\phi$  = Factor de reducción para cortante, según incisos 2.11.1.9 y 2.11.7.4.

2.11.7.8. La razón de refuerzo  $\rho_b$  que indica la cantidad de refuerzo de dirección perpendicular al refuerzo correspondiente a  $\rho_a$ , deberá ser igual o mayor que  $\rho_a$ .

2.11.7.9. La capacidad en cortante de muros estructurales o diafragmas no podrá exceder el valor dado por  $2.5A_c\sqrt{f'_c}$  ( $f'_c$  en kg/cm<sup>2</sup>).

2.11.7.10. Cuando los muros contengan aberturas que modifiquen significativamente su comportamiento deberán tomarse en cuenta o, en su lugar, considerar únicamente la parte del muro que no tiene aberturas.

#### 2.11.8. Juntas de Construcción.

2.11.8.1. Las juntas de construcción en muros estructurales, diafragmas y cualquier otro elemento estructural que resista fuerzas transversales debidas a sismo, deberán diseñarse para resistir esas fuerzas transversales en la junta.

2.11.8.2. Cuando la fuerza cortante en una junta de construcción la resista únicamente la fricción entre las superficies rugosas del concreto, el valor de la misma deberá ser menor al valor  $V_j$  calculado como:

$$V_j = \phi(A_{vf}f_y + 0.75P_j)$$

donde:

$A_{vf}$  = Area total de refuerzo, incluyendo refuerzo de flexión, normal a la junta de construcción.

$P_j$  = Fuerza axial total que actúa junto a la fuerza cortante.

$\phi$  = Factor de reducción para cortante = 0.85.

Cuando se use concreto con agregado liviano, el valor  $V_j$  se reducirá a un 75% del valor anterior.

2.11.8.3. Las superficies de todas las juntas de construcción, en elementos que resistan fuerzas horizontales, deberán dejarse limpias de elementos extraños y con suficiente rugosidad antes de colar el concreto.

#### 2.11.9. Concreto Preesforzado.

2.11.9.1. Los elementos continuos de concreto preesforzado, que participen en la resistencia

sísmica de estructuras Tipos 1, 2 y 3, deberán reforzarse con acero estructural y confinarse con aros que satisfagan todos los requisitos de elementos de flexión de los artículos 2.11.1 y 2.11.2, en las regiones donde puedan formarse goznes plásticos, de manera que se garantice la absorción de energía por deformación plástica de carácter reversible.

2.11.9.2. Los pisos y sistemas de techo de concreto con elementos pretensados podrán ser usados como diafragmas. Deberá revisarse que la losa de concreto reforzado, colada sobre los elementos pretensados, sea capaz de resistir las fuerzas cortantes conforme a los incisos 2.11.7.7, 2.11.7.8, y 2.11.7.9.

## Capítulo 2.12. REQUISITOS PARA MAMPOSTERIA

### 2.12.1. Generalidades

2.12.1.1. El diseño y construcción de edificios de mampostería y sus componentes, que resistan fuerzas sísmicas, deberá satisfacer las especificaciones vigentes más recientes del "Código Uniforme de Construcción" (*Uniform Building Code, UBC*) excepto en aquellas cláusulas que se contrapongan a las especificaciones del presente capítulo.

2.12.1.2. Para el cálculo de elementos de mampostería, cuando se consideren en combinaciones de carga con participación de cargas sísmicas, se utilizarán los siguientes factores de reducción:

Para flexión  $\phi = 0.75$

Para cortante  $\phi = 0.85$

Para adherencia dentro de las celdas del bloque  $\phi = 0.50$

2.12.1.3 Determinación de  $f'_m$ . La resistencia a la compresión que se especifique para la mampostería ( $f'_m$ ) deberá basarse en el ensayo de prismas de mampostería construidos usando los mismos materiales y procedimientos que se usarán en la construcción de la obra.

Cuando no exista información obtenida del ensayo de prismas, el valor de  $f'_m$  se podrá suponer en  $95 \text{ kg/cm}^2$ , para bloques de concreto huecos que cumplan con la Norma MEIC 6293.

2.12.1.4. Unidad de mampostería. Las unidades de mampostería (ladrillos sólidos o bloques huecos) deberán cumplir con las siguientes especificaciones:

Ladrillos sólidos de arcilla: Norma ASTM C-62, última revisión.

Ladrillos sólidos de concreto: Norma ASTM C-145, última revisión.

Bloques huecos de concreto: Norma MEIC 6293, última revisión.

Bloques huecos de arcilla: Norma MEIC 14121, última revisión.

El espesor mínimo de las unidades de mampostería será de 10 cm para piezas sólidas y de 12 cm para bloques huecos.

2.12.1.5. Mortero. El mortero usado para pegar las unidades de mampostería será únicamente del tipo PM o tipo PL, según la norma ASTM C-476, última edición.

2.12.1.6. Concreto para relleno de las celdas. El concreto que se utilice para rellenar las celdas

de los bloques será del tipo *concreto grueso* (coarse grout) según se indica en la norma vigente del ASTM C-476 y deberá alcanzar una resistencia mínima a la compresión a 28 días de 140 kg/cm<sup>2</sup>.

Este concreto deberá tener la fluidez necesaria para llenar completamente los huecos de los bloques sin sufrir segregación.

2.12.1.7. Los muros no estructurales, así como los tabiques y componentes de mampostería que no interactúen con la estructura durante un sismo, deberán diseñarse y construirse para resistir las fuerzas sísmicas inducidas por su propio peso. El anclaje de estos muros debe ser tal que garantice su estabilidad lateral, y permita los desplazamientos relativos entre el muro y la estructura conforme lo indica el artículo 2.8.2.

2.12.18. En ningún caso los muros de mampostería podrán tener un refuerzo menor de 0.15% del área neta de la sección horizontal del muro. Dos terceras partes de este refuerzo mínimo se colocará como refuerzo vertical y una tercera parte como refuerzo horizontal. El espaciamiento máximo será de 80 cm para el refuerzo vertical y de 60 cm para el horizontal.

Para el cálculo de refuerzo mínimo sólo se considerarán las barras que estén embebidas en concreto y tengan traslajos y anclajes que garanticen el desarrollo de su capacidad, según se indica en 2.12.2.7.

2.12.1.9. Las aberturas para puertas, ventanas o paso de instalaciones electromecánicas, producen concentraciones de esfuerzos y modifican sustancialmente el comportamiento de la mampostería. En consecuencia, deberán reforzarse y rigidizarse los bordes de las aberturas en todo el perímetro.

2.12.1.10. Todo muro de mampostería debe ser diseñado para resistir fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular a su propio plano. Las fuerzas se evaluarán conforme al artículo 2.10.6. El diseño podrá considerar la sección compuesta por bloques de mampostería, concreto de relleno y acero de refuerzo, siempre y cuando los esfuerzos de adherencia entre acero y concreto, y concreto y mampostería, sean adecuados.

## 2.12.2 Muros con refuerzo integral.

2.12.2.1. Se denominan muros de mampostería con refuerzo integral aquellos formados por bloques huecos de concreto o arcilla cocida, con acero de refuerzo vertical y horizontal y con todas o algunas de sus celdas rellenas de concreto. Estos muros podrán utilizarse como sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en estructuras Tipo 4 o Tipo 5, según se clasifiquen en el artículo 2.3.3.

2.12.2.2. Las estructuras de mampostería con refuerzo integral que no satisfagan los requisitos exigidos para estructuras Tipo 4 serán clasificadas como Tipo 5, estarán limitadas a dos pisos de altura y su diseño se regirá por las disposiciones contenidas en la Sección 3, "Viviendas de uno y dos pisos".

2.12.2.3. Las superficies interiores de los bloques deberán ser capaces de desarrollar, con el concreto de relleno, los esfuerzos de adherencia necesarios para actuar integralmente.

Los bloques deberán colocarse en hiladas horizontales y con traslapos entre hilada e hilada. No se permitirá la colocación en forma de estiba. El traslapo y el alineamiento vertical de los bloques deberán ser tales que permitan al refuerzo quedar alojado en celdas verticales continuas con dimensiones mínimas de 7 H 12 cm.

Deberá colocarse mortero en todas las juntas horizontales y verticales. El espesor de las juntas no deberá ser menor de 0.6 cm ni mayor de 1.6 cm, excepto la junta entre la primera hilada y la fundación que podrá tener 2.5 cm.

2.12.2.4. La capacidad en flexión de muros con una relación  $M/Vl$  igual o mayor que dos, se calculará con las siguientes ecuaciones:

$$M_u = \phi \frac{A_s f_y l}{2} \left( 1 + \frac{N_u}{A_s f_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{l} \right)$$

$$\frac{c}{l} = \frac{\alpha + \beta}{2\alpha + 0.72}$$

$$\alpha = \frac{A_s f_y}{t l f'_m}, \beta = \frac{N_u}{t l f'_m}$$

donde:

$M_u$  = Capacidad última en flexión.

$\phi$  = Factor de reducción para flexión 0.75.

$A_s$  = Area total de refuerzo vertical, distribuida uniformemente en la longitud del muro.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del refuerzo vertical.

$l$  = Longitud del muro.

$c$  = Distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro en condición última.

$t$  = Espesor del muro. En muros construidos con bloques huecos de concreto o arcilla el espesor del muro será el espesor del bloque.

$N_u$  = Carga axial de diseño, positiva en compresión.

2.12.2.5. En muros cuyo acero para flexión haya sido calculado conforme al inciso 2.12.2.4, la fuerza cortante de diseño será la correspondiente a la capacidad máxima del muro en flexión. Alternativamente, esta fuerza cortante podrá tomarse como 2 veces el valor resultante del análisis. En todo caso deberá ser resistida, en su totalidad, por acero de refuerzo.

El acero horizontal para cortante estará dado por:

$$A_v = \frac{V_u}{\phi} \frac{s_v}{f_y l}$$

donde:

$V_u$  = Fuerza cortante máxima correspondiente a la capacidad máxima del muro en flexión.

$s_v$  = Espaciamiento del acero de refuerzo horizontal.

$\phi$  = Factor de reducción en cortante = 0.85.

$l$  = Longitud del muro.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero horizontal para cortante

2.12.2.6. En muros con una relación  $M/Vl$  menor que dos se utilizarán como fuerzas cortantes de diseño las que resulten del análisis para las combinaciones de carga indicadas en el artículo 2.5.6.

La fuerza cortante de diseño deberá ser resistida, en su totalidad, por acero de refuerzo horizontal y vertical. El área de acero horizontal y vertical para cortante estará dada por:

$$A_v = \frac{V_u}{\phi} \frac{s_v}{f_y l}$$

y

$$A_s = \frac{V_u}{\phi} \frac{s_s}{f_y l}$$

donde:

$A_v$  = Área del refuerzo horizontal.

$A_s$  = Área del refuerzo vertical.

$s_v$  = Espaciamiento del refuerzo horizontal.

$s_s$  = Espaciamiento del refuerzo vertical.

- $V_u$  = Fuerza cortante de diseño.
- $\phi$  = Factor de reducción para cortante = 0.85.
- $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- $l$  = Longitud del muro.

#### 2.12.2.7. Refuerzo

- a) Todas las varillas de refuerzo deberán ser N° 3 ó 4.
- b) El acero de refuerzo, tanto horizontal como vertical, tendrá un área mínima de un 0.15% del área neta de la sección transversal. El espaciamiento máximo será de 80 cm para el refuerzo vertical y 60 cm para el horizontal.
- c) El diámetro  $d_b$  del refuerzo vertical no podrá exceder un décimo del espesor del bloque. No se colocará más de una varilla en cada celda. Los traslapes tendrán una longitud mínima,  $l_d$  (en cm), de

$$l_d = 0.014 f_y d_b \geq 50 \text{ cm, con } f_y \text{ en kg/cm}^2$$

Los anclajes deberán estar en las vigas de entrepiso o placas de fundación y tener la longitud mínima requerida. La posición de la varilla en la celda deberá fijarse en su parte superior e inferior y a intervalos que no excedan de 200 veces su diámetro. El espacio mínimo entre varilla y bloque será de 1.2 cm.

- d) El acero de refuerzo requerido para cortante deberá estar embebido en el concreto, en toda su longitud. Deberá tener dobleces de 180° alrededor de una varilla perpendicular y longitud libre mínima de diez diámetros  $\phi$ , en su lugar, dobleces de 90° en el plano vertical y longitud libre de 30 cm. La longitud de traslape,  $l_d$ , será la calculada en el punto anterior.
- e) Deberá colocarse al menos una varilla en los extremos de pared y en los lados de puertas, ventanas o cualquier otra abertura; deberá colocarse un mínimo de dos varillas en las esquinas o intersecciones de muros, con un máximo de una varilla por celda.
- f) No se permitirá traslapar el acero de refuerzo vertical en una altura igual a 1.5 veces la longitud del muro, en aquellas regiones en que pueden producirse deformaciones inelásticas.

2.12.2.8. Los muros de mampostería deberán estar conectados a diafragmas o elementos horizontales de concreto reforzado, que garanticen continuidad en el perímetro del edificio, al menos en los niveles de fundación, de entrepisos y de techo. Estos sistemas deberán garantizar el funcionamiento *de cajón* de este tipo de estructuras.

2.12.2.9. En muros con aberturas de dimensión considerable se aplicará lo dispuesto en el artículo 2.11.7.10.

### 2.12.3. Muros de mampostería confinada.

2.12.3.1. Se definen como muros de mampostería confinada, también denominados marcos rellenos confinados, aquellos muros de mampostería con vigas y columnas de concreto colocadas en la periferia que actúan de manera integral con la mampostería y la confinan en el plano del muro. Estos muros pueden utilizarse, solos o combinados con otros sistemas resistentes, para resistirlas fuerzas sísmicas en estructuras clasificadas como Tipo 3, según el artículo 2.3.3. La mampostería deberá tener refuerzo integral, tanto para resistir las fuerzas cortantes en el plano del muro como los momentos de flexión causados por fuerzas de inercia normales a ese plano. El refuerzo mínimo será el especificado en el inciso 2.12.1.8.

2.12.3.2. Podrán considerarse como estructuras Tipo 3, aquellas cuyos muros de mampostería confinada satisfagan la relación  $M/Vl \geq 2$  en las regiones donde pueden generarse rotaciones inelásticas.

2.12.3.3. Los elementos de concreto reforzado de los muros de mampostería confinada de estructuras Tipo 3 ó 4 deben satisfacer, en lo que corresponda, las disposiciones del artículo 2.11.4.

2.12.3.4. Las estructuras tipo cajón a base de muros de mampostería confinada que no cumplan las condiciones requeridas para estructuras Tipo 4 deberán clasificarse como Tipo 5, estarán limitadas a dos pisos y su diseño se regirá por las disposiciones contenidas en la Sección 3, "Viviendas de uno y dos pisos".

2.12.3.5. Las disposiciones del artículo 2.12.3 no son aplicables a muros de marcos rellenos que hayan sido desligados de los elementos de concreto para que no interactúen con la estructura. Estos muros deberán diseñarse conforme a lo dispuesto en el inciso 2.12.1.7.

2.12.3.6. El diseño sismo-resistente de muros de mampostería confinada deberá contemplar los siguientes posibles modos de falla:

- a) Fluencia del acero de la columna en tracción debido a momentos de volcamiento.
- b) Deslizamiento, debido a falla por cortante en los planos horizontales de unión de los bloques de mampostería.
- c) Agrietamiento por tensión diagonal del muro y posterior falla por compresión diagonal del mismo en la dirección ortogonal.
- d) Falla de flexión o cortante en las columnas o vigas confinantes.

2.12.3.7. La fluencia del acero de la columna es una falla dúctil que deberá ser la falla crítica en

muros de estructuras Tipo 3. Ocurre debido a momentos de flexión que hacen fluir el acero vertical en la columna en tracción y en el muro de mampostería adyacente. El diseño podrá hacerse conforme a las indicaciones de los incisos 2.12.2.4 y 2.12.2.5. Las columnas en compresión deberán tener confinamiento especial conforme al artículo 2.11.4. En el cálculo de  $\alpha$  y  $\beta$  se usará el valor de  $f'_c$  de la columna en compresión en lugar del valor  $f'_m$ .

2.12.3.8. La capacidad por cortante del paño de mampostería en muros de mampostería confinada se calculará como

$$V_{um} = \phi V_m$$

$$V_m = 0.05\sqrt{f'_c}tl + A_v f_y l / s_v$$

donde:

$V_{um}$  = Capacidad última por cortante del paño de mampostería (en kg).

$V_m$  = Capacidad nominal de paño de mampostería (en kg).

$\phi$  = Factor de reducción de capacidad en cortante = 0.85.

$f'_m$  = Resistencia a la compresión de la mampostería (en kg/cm<sup>2</sup>).

$t$  = Espesor del paño de mampostería (en cm).

$l$  = Longitud del paño de mampostería (en cm).

$A_v$  = Area del refuerzo horizontal (en cm<sup>2</sup>).

$s_v$  = Espaciamiento del refuerzo horizontal (en cm).

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del refuerzo (en kg/cm<sup>2</sup>).

La relación  $A_s/s_s$ , correspondiente al acero de refuerzo vertical, deberá ser igual o mayor que la relación  $A_v/s_v$  del refuerzo horizontal.

2.12.3.9. El diseño de muros de mampostería confinada deberá satisfacer las siguientes condiciones:

a) La capacidad en cortante de las columnas confinantes deberá ser mayor que la capacidad en cortante de los paños de mampostería.

$$\sum_{col.} (\phi V_n) > \sum_{paño} V_m$$

donde:

$V_n = V_c + V_s =$  Capacidad nominal de las columnas de concreto.

$\phi =$  Factor de reducción de capacidad en cortante = 0.85.

$V_m =$  Capacidad nominal del paño de mampostería, según se calculó en el inciso anterior.

b) La capacidad total de las columnas y los paños deberá ser mayor a la fuerza cortante de diseño del muro.

$$\phi(\Sigma V_n + \Sigma V_m) > V_u$$

En muros cuyo diseño esté controlado por la fluencia del acero en tracción de la columna, el cortante  $V_u$  será el correspondiente a la capacidad máxima en flexión.

c) La capacidad en cortante de las columnas deberá ser mayor al cortante asociado con la formación de rótulas plásticas en los extremos superior e inferior de ellas, según se indicó en el inciso 2.11.7.2.

## Capítulo 2.13. REQUISITOS PARA ACERO

### 2.13.1. Generalidades

El diseño y la construcción de edificios y componentes de acero que resistan fuerzas sísmicas deberán satisfacer los requisitos de las especificaciones indicadas a continuación, excepto donde sean modificadas por disposiciones de este mismo capítulo:

- a) *Especificaciones para el Diseño, Fabricación y Montaje de Acero Estructural para Edificios del Instituto Americano de Construcción de Acero.* (AISC) - Octava Edición, 1980. Partes 1 y 2.
- b) *Especificaciones para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Doblado en Frío, del Instituto Americano de Hierro y Acero.* (AISI), Edición de 1980.

### 2.13.2. Resistencia de Elementos y Uniones

#### 2.13.2.1. Factores de Reducción

La resistencia de los elementos y de sus uniones sometidas a combinaciones de carga que incluyan cargas sísmicas debe calcularse utilizando un factor de reducción de capacidad y los esfuerzos permisibles de los documentos de referencia, excepto en donde lo modifique este artículo.

Los valores de  $\phi$  serán los siguientes:

- a) Elementos y uniones diseñados para permitir que se desarrollen las capacidades de sus elementos:  $\phi = 0.90$ .
- b) Uniones que no hayan sido diseñadas para desarrollar la capacidad de sus elementos o que no cumplan las recomendaciones del artículo 2.13.7:  $\phi = 0.67$
- c) Soldadura de penetración parcial en columnas sometidas a fuerzas de tensión:  $\phi = 0.80$ .

#### 2.13.2.2. Acero Estructural

Las especificaciones del AISC se modifican de la siguiente manera:

- a) Esfuerzos permisibles. La sección 1.5.6. del AISC deberá leerse como sigue: “La resistencia de los miembros de acero estructural, para soportar combinaciones de cargas que incluyan cargas sísmicas, se determinará utilizando 1.7 veces los esfuerzos permisibles en las Secciones 1.5.1, 1.5.2, 1.5.3 y 1.5.4 del AISC.”

- b) Capacidad en cortante. En las secciones 1.5.1.2 y 1.10.5.2 del AISC, utilícese  $F_v = 0.32F_y$  en vez de  $F_v = 0.40F_y$  para determinar la capacidad en cortante.
- c) Esfuerzos de flexocompresión. En la sección 1.6.1. del AISC, utilícese la siguiente ecuación para  $F'_e$ .

$$F'_e = \frac{\pi^2 E}{(Kl_b/r_b)^2}$$

donde:

- $l_b$  = Longitud real en el plano de flexión  
 $r_b$  = Radio de giro correspondiente  
 $K$  = Factor de longitud efectiva en el plano de flexión.

- d) Capacidad de flexión de elementos. Modifíquese el primer párrafo de la Sección 2.1 del AISC, suprimiendo “o fuerzas sísmicas” y añadiendo lo siguiente: “La capacidad de los elementos deberá calcularse con los requisitos aquí contenidos. Salvo lo que modifiquen estas disposiciones, rigen todas las disposiciones pertinentes de la Parte 1 del AISC.”

#### 2.13.2.3. Acero Doblado en Frío

- a) Capacidad de los elementos. La sección 3.1.2.1. y el primer párrafo de la sección 3.1.2.2. del AISI deberán modificarse sustituyendo 70% en vez del aumento del 33 1/3% permitido para combinaciones de carga que incluyan sismo.
- b) Ancho eficaz. Deberá modificarse el tercer párrafo de la sección 2.3.1.1. del AISI de la siguiente forma: “Cuando los elementos estén sometidos a esfuerzos producidos por combinaciones de cargas que incluyan cargas sísmicas, el ancho eficaz del diseño,  $b$ , deberá determinarse utilizando 0.60 veces el esfuerzo que se obtiene con el aumento permitido en las secciones 3.1.2.2.1 ó 3.1.2.2.”

2.13.3. Las estructuras de acero clasificadas como Tipo 5 pueden consistir en cualquier tipo de construcción permitida en las especificaciones del AISC, del AISI o de algún otro conjunto de especificaciones para construcciones de acero que produzca resultados equivalentes. Los documentos de diseño deberán incluir la referencia a las especificaciones utilizadas.

2.1.3.4 Se permitirán estructuras de acero, clasificables como Tipo 3 ó Tipo 4, siempre que cumplan con todos los requisitos de la Parte 1 del AISC.

2.13.5. Se permitirán estructuras de cajón, clasificables como Tipo 4, cuyo sistema resistente consiste de marcos arriostrados con elementos en diagonal a base de acero doblado en frío. Estas estructuras no podrán exceder los cinco pisos de altura y sus marcos arriostrados deberán ser continuos desde el nivel de fundación hasta el nivel superior. El diseño deberá cumplir con las especificaciones del AISI.

2.1.3.6. Las estructuras Tipos 1 y 2 deberán cumplir todos los requisitos del AISC y los requisitos adicionales contenidos en los artículos 2.13.7 y 2.13.8.

2.13.7. Los marcos arriostrados de estructuras Tipo 2 deberán diseñarse conforme a las disposiciones de la Parte 2 del AISC. Además, todos los elementos del sistema resistente de edificios de más de dos pisos que resistan fuerzas de tracción, deberán tener una capacidad en compresión de por lo menos un 50% de la fuerza de tracción. Además, la razón de esbeltez de los elementos de arriostre deberá satisfacer la relación  $Kl/r \leq 80$ .

2.13.8. Los marcos dúctiles de estructuras Tipos 1 y 2 deberán diseñarse conforme a la Parte 2 del AISC, con las modificaciones siguientes:

a) Sustitúyanse los últimos tres párrafos de la sección 2.1 del AISC por lo siguiente:

“Los marcos dúctiles deben satisfacer los requisitos para construcción Tipo 1 del AISC (marco rígido) en el plano del marco, según se indica en la sección 1.2. del AISC (marco con uniones flexibles) en elementos colocados entre marcos rígidos. Las uniones que ligan una parte de la estructura diseñada de acuerdo con la Parte 2 del AISC con una parte no diseñada así, no necesitan ser más rígidas que las uniones estándar de alma o de apoyo. Excepto en lo que la Parte II del AISC modifique, todas las disposiciones pertinentes de la Parte I del AISC deberán ser observadas.

La capacidad de elementos flexionantes se calculará como  $N_p = ZF_y$ , donde  $Z$  es el módulo plástico de la sección.”

b) Sustitúyase lo siguiente por la sección 2.2 del AISC: “El acero estructural deberá satisfacer alguna de las siguientes especificaciones ASTM o sus equivalente en otras normas internacionales: A36-75, A441-75, A500-76, A501-76, A572-76, A588-75.”

c) La sección 2.3.1 del AISC no será aplicable y la última frase de la sección 2.3.2 del AISC deberá modificarse para que se lea así: “La fuerza axial en las columnas no debe sobrepasar  $0.60P_y$ .”

d) Añádase lo siguiente a la sección 2.4 del AISC: “Los empalmes de las columnas no deberán colocarse en regiones en las que puedan formarse goznes plásticos, a menos que estos empalmes sean capaces de desarrollar la misma capacidad de la columna. No deberán usarse soldaduras de penetración parcial para empalmar columnas a menos que se demuestre que la resistencia del empalme es adecuada para resistir efectos provenientes de:

i La capacidad plástica de las uniones en los extremos de la columna, suponiendo un esfuerzo de fluencia de  $1.25F_y$ .

ii La capacidad plástica de la unión en cada uno de los extremos más el 50% de la

capacidad plástica de la unión en el otro extremo, suponiendo un esfuerzo de fluencia  $F_y$ .

iii La siguiente combinación de carga:

$$CU = 0.5CP \pm CS$$

- e) Añádase lo siguiente a la sección 2.5 del AISC: “La fuerza cortante en las vigas y columnas del marco y en sus uniones se calculará suponiendo momentos iguales a la capacidad en flexión de los elementos en las secciones críticas en que podrían formarse goznes plásticos. No obstante las fuerzas cortantes no podrán ser inferiores a las que resulten del análisis elástico. Los núcleos de unión deberán diseñarse para resistir los cortantes  $f_v$  obtenidos a partir de la capacidad de los elementos que tributan esfuerzos en el nudo. Sin embargo, no es necesario exceder los cortantes que resultarían de deformar elásticamente el marco al doble de los valores elásticos producidos por las fuerzas sísmicas.”
- f) Añádase el siguiente párrafo a la sección 2.8 del AISC: “Las uniones viga- columna deberán desarrollar la capacidad del nudo, determinada por la capacidad de los elementos que tributan esfuerzos en él, a menos que se demuestre que es posible obtener rotaciones inelásticas adecuadas mediante la deformación de los materiales del núcleo de unión.”
- g) Cámbiese el inicio del penúltimo párrafo de la sección 2.9 del AISC para que se lea de la siguiente manera: “No es necesario aplicar las disposiciones anteriores en elementos flexionados con respecto a su eje débil. Sin embargo, en regiones que no estén adyacentes a un gozne plástico, la distancia máxima entre puntos de apoyo lateral deberá satisfacer los requisitos de las ecuaciones (1.5-6a), (1.5-6b) ó (1.5-7) así como las ecuaciones (1.6-1a) y (1.6-1b) de estas especificaciones.”

## Capítulo 2.14. REQUISITOS PARA MADERA

2.14.1. El diseño y construcción de edificios y componentes de madera que resistan fuerzas sísmicas deberán satisfacer los requisitos más recientes del “Código Uniforme de Construcción” (*Uniform Building Code, UBC*), así como las indicaciones contenidas en este capítulo.

2.14.2. La capacidad de elementos y uniones que resistan fuerzas sísmicas deberá calcularse incrementando por 1.67 los esfuerzos de trabajo permitidos por el UBC. Además, deberá utilizarse un factor de reducción  $\phi$  de acuerdo a la clasificación siguiente:

- a) Elementos de madera en flexión, contacto directo y fuerzas axiales de tracción o compresión  $\phi = 0.90$ .
- b) Clavos en cortante en muros o diafragmas de madera laminada contrachapada (*plywood*)  $\phi = 0.65$ .
- c) Cortante en diafragmas y muros estructurales  $\phi = 0.75$ .
- d) Cortante en tornillos con tuerca que no tengan arandelas en ambos extremos  $\phi = 0.67$ .
- e) Tornillos para madera con no más de cuatro tornillos  $\phi = 0.90$ .
- f) Tornillos para madera con más de cuatro tornillos ( $N > 4$ ),  $\phi = 3.6/N$ .
- g) Tornillos con tuerca y arandelas y otras uniones de vigas y columnas de madera  $\phi = 0.90$ .

2.14.3. Se permitirán estructuras de cajón, clasificables como Tipo 4, cuyo sistema resistente consista de muros estructurales de madera laminada contrachapada o marcos arriostrados con elementos en diagonal. Estas estructuras no podrán exceder los cuatro pisos de altura y sus muros o marcos arriostrados deberán ser continuos desde el nivel de fundación hasta el nivel superior.

2.14.4 En edificios de más de dos pisos de altura, no se permitirá el uso estructural de la madera como diafragmas horizontales encargados de transmitir fuerzas sísmicas entre los distintos sistemas resistentes, a menos que estos sean explícitamente diseñados para transmitir dichas fuerzas cortantes.

2.14.5. Los muros estructurales de madera laminada contrachapada, que deban resistir fuerzas sísmicas, deberán estar formados por láminas completas de dimensiones mínimas de 0.90 H 2.10 m, excepto en los extremos o donde ocurran cambios de geometría. El marco interior deberá tener elementos por lo menos en todos los bordes de las láminas. Las láminas deberán diseñarse

para tomar los esfuerzos cortantes únicamente. El marco interior, con sus elementos de borde y diagonales, deberá diseñarse para todas las fuerzas axiales que resulten de las cargas gravitacionales y sísmicas. El marco interior deberá anclarse a las fundaciones de los muros por medio de pernos capaces de transmitir las fuerzas sísmicas.

2.14.6. Se permitirán estructuras cuyo sistema resistente consista en marcos rígidos de madera, sea esta laminada, encolada o en una sola pieza. Estas estructuras estarán limitadas a un solo piso y sus fuerzas sísmicas serán las que correspondan a estructuras Tipo 3.

## Capítulo 2.15. EDIFICIOS Y COMPONENTES PREFABRICADOS

2.15.1. Todos los edificios y componentes prefabricados deberán satisfacer las especificaciones más recientes del Comité 318 del Instituto Americano del Concreto (Código ACI-318) y sus Comentarios.

2.15.2. Este capítulo se refiere a edificios con elementos prefabricados, de concreto reforzado o preesforzado, que deban resistir cargas sísmicas. Para efectos de este capítulo se consideran las siguientes tres categorías:

- a) Partes o componentes prefabricados meramente arquitectónicos, que resistan únicamente fuerzas sísmicas causadas por su propio peso. El diseño de estos elementos se hará conforme a las indicaciones del Capítulo 2.10.
- b) Elementos y sistemas estructurales prefabricados cuya función principal sea resistir cargas gravitacionales u otro tipo de acciones que no sean sísmicas.
- c) Elementos y sistemas prefabricados que sean parte fundamental del sistema sismo-resistente.

2.15.3. Los elementos y sistemas estructurales cuya función principal sea resistir cargas gravitacionales u otro tipo de cargas que sean sísmicas, deberán ser capaces de resistir las fuerzas de inercia producidas por su propio peso. Estos elementos deberán tener uniones (articuladas, semirígidas o rígidas) capaces de preservar la integridad estructural del sistema en presencia de las deformaciones debidas al sismo, y de evitar que desplazamientos relativos excesivos dañen los apoyos o los elementos y propicien su colapso estructural, además, los diafragmas deberán ser capaces de transmitir las fuerzas sísmicas a los sistemas sismo-resistentes capaces de resistirlas.

### 2.15.4. Elementos y sistemas prefabricados que sean parte del sistema sismo-resistente.

2.15.4.1. Al igual que en las estructuras de concreto colado en sitio, en el diseño de sistemas sismo-resistentes con elementos y componentes prefabricados, el diseñador deberá seleccionar las regiones en donde deberán producirse las articulaciones plásticas, y deberá detallarlas para que posean la ductilidad y resistencia necesarias para disipar energía durante el sismo. El resto de la estructura deberá tener la resistencia necesaria para asegurar que las deformaciones inelásticas sólo ocurrirán en las regiones seleccionadas.

La selección del sistema estructural y la elaboración de detalles adecuados en las uniones y en regiones seleccionadas para que ocurran deformaciones plásticas, son condiciones fundamentales para el buen comportamiento de sistemas sismo-resistentes con elementos y componentes prefabricados.

2.15.4.2. Aquellas estructuras prefabricadas que sean isostáticas o que no posean regiones capaces de deformarse inelásticamente sin pérdida sensible de su resistencia, deberán clasificarse como Tipo 5, conforme al artículo 2.3.3 y estarán limitadas a tres pisos de altura.

2.15.4.3. Podrán considerarse como Tipo 3 aquellas estructuras con un sistema resistente a base de marcos rígidos o muros de corte prefabricados, cuyas uniones se detallen y construyan como uniones de tipo dúctil o uniones de tipo fuerte.

Son uniones de tipo dúctil aquellas uniones rígidas capaces de experimentar deformaciones inelásticas cíclicas sin pérdida sensible de su resistencia. Las uniones de tipo fuerte son aquellas de capacidad suficiente para permanecer en el rango elástico durante el sismo, mientras se forman las rótulas plásticas en otras regiones previamente seleccionadas.

2.15.4.4. Las uniones dúctiles de estructuras prefabricadas Tipo 3 deberán hacerse de *tipo húmedo*, con concreto colado en sitio y acero de refuerzo convencional con traslape adecuado. El refuerzo deberá detallarse y confinarse de manera que se garantice el comportamiento dúctil de la unión.

2.15.4.5. Las uniones fuertes de estructuras prefabricadas Tipo 3 podrán ser de *tipo húmedo*, con el acero de refuerzo traslapado o soldado, o a base de tendones de postensión que atraviesen las superficies de unión y unan los elementos prefabricados mediante preesfuerzo. La capacidad de estas uniones deberá exceder en 1.5 veces el valor necesario para que se reproduzcan las rótulas plásticas en regiones del elemento prefabricado previamente seleccionadas.

2.15.4.6. Las estructuras tipo cajón a base de tableros de pared y entrepiso prefabricados, que se clasifican como Tipo 4, deberán tener uniones de tipo dúctil o de tipo fuerte entre sus elementos estructurales. Las uniones de tipo dúctil deberán satisfacer los requisitos del inciso 2.15.4.4. o hacerse a base de tendones de postensión que atraviesan las superficies de unión de los elementos prefabricados. Las uniones de tipo fuerte podrán ser las indicadas en el inciso 2.15.4.5. o de *tipo seco*, es decir, a base de uniones mecánicas, soldadas o atornilladas, de elementos de acero anclados al concreto y sin concreto colado en sitio.

2.15.5. Los diafragmas horizontales, a base de elementos prefabricados, podrán ser considerados como diafragmas rígidos cuando se diseñen para transmitir las fuerzas de inercia a los sistemas resistentes de acuerdo con sus rigideces. Deberán tener una losa colada en sitio de un espesor mínimo de 5 cm, que integre todos los elementos prefabricados del diafragma, y con refuerzo mínimo de contracción y temperatura. Alternativamente, podrán considerarse como diafragmas rígidos aquellos con uniones de *tipo húmedo* o de *tipo seco* entre los elementos prefabricados del diafragma. Sin embargo, las uniones de *tipo seco* estarán limitadas a edificios de no más de tres pisos.

Cuando se utilice una losa colada en sitio, en la unión entre los elementos prefabricados y la losa existirá una superficie de contacto limpia y con rugosidades mínimas de 5 mm. Cuando en el diseño se considere la acción integrada de estos elementos se supondrá un esfuerzo de corte, en la superficie de contacto, de 5 kg/cm<sup>2</sup> para las condiciones de limpieza y rugosidad

previamente definidas. Para esfuerzos mayores, deberá contarse con conectores de acero en los elementos prefabricados.

2.15.6. Para esfuerzos de corte en el diafragma debidos a transferencias de esfuerzos de sismo entre sistemas resistentes, mayores a  $0.50\sqrt{f'_c}$  ( $f'_c$  en  $\text{kg/cm}^2$ ) deberá cumplirse lo siguiente:

- a) Se colocarán conectores, que integren la losa a los elementos prefabricados, con un área efectiva de  $40 \text{ mm}^2$  por metro cuadrado de área de losa.
- b) El espaciamiento entre conectores en vigas y losa, en ambos sentidos no excederá 1.2 metros.
- c) Los conectores se colocarán de manera tal que se integren de manera efectiva tanto a la losa como al elemento prefabricado.
- d) La losa tendrá el refuerzo horizontal, en ambas direcciones, necesario para tomar los esfuerzos adicionales a la capacidad del concreto.

Los esfuerzos de corte en el diafragma se calcularán como  $V/\phi bd$

donde:

$V$  = Cortante de diseño debido a la acción de diafragma.

$\phi$  = Factor de reducción en cortante = 0.85.

$b$  = Espesor mínimo de la losa de concreto.

$d$  = 0.80 del ancho del diafragma en la sección considerada.

2.15.7. En marcos rígidos, cuando se efectúen uniones a base de tendones de postensión que atraviesen las superficies de contacto, el anclaje deberá hacerse fuera de los núcleos de unión viga-columna, o de regiones que estén sometidas a esfuerzos de *tension diagonal* significativos. Para este efecto, en las uniones exteriores se prolongará la viga lo que sea necesario para anclar los tendones fuera de la región del núcleo.

2.15.8. Todas las superficies de contacto de elementos prefabricados deberán limpiarse adecuadamente y tener suficiente rugosidad para evitar fallas por deslizamiento debido a cortante.

2.15.9. Durante el proceso constructivo, la estructura prefabricada deberá ser capaz de resistir sismos de intensidad tal que la probabilidad de excedencia, durante ese período, sea igual o menor al valor de dicha probabilidad durante la vida útil de la estructura terminada, conforme lo señala el artículo 1.1.11.

## **Capítulo 2.16. REMODELACIONES, REPARACIONES E INSTRUMENTACION**

### **2.16.1. Remodelaciones**

Será necesario rediseñar, de acuerdo con las especificaciones contenidas en la Sección 2, todo edificio en el que se efectúe una remodelación o modificación que produzca alguno de los siguientes efectos:

- a) Cambio de clasificación según uso del edificio, conforme al artículo 2.3.1.
- b) Cambio de clasificación según la forma estructural, conforme al artículo 2.3.3.
- c) Aumentos de más de un 25% en las cargas gravitacionales que afectan el comportamiento sísmico, conforme al artículo 2.5.5.
- d) Cambios de más de un 50% en las rigideces de elementos pertenecientes al sistema resistente de fuerzas sísmicas.

### **2.16.2. Reparaciones**

Toda la estructura que resulte dañada en un sismo deberá ser reparada de manera que se restablezca al menos su capacidad estructural original. Si el comportamiento de la estructura durante un sismo denota la existencia de una estructuración, diseño o construcción, tales que exista un alto riesgo de colapso durante un sismo futuro, deberá ser reparada para que alcance la capacidad estructural especificada en esta Sección 2, o en su defecto deberá ser demolida, todo a juicio de la autoridad competente.

### **2.16.3. Instrumentación**

En todo nuevo edificio que tenga más de 15 pisos o 5000 m<sup>2</sup> de construcción, deberá instalarse un acelerógrafo de movimiento fuerte, con tres componentes, en el nivel de base. Si el edificio tuviera más de 20 pisos se colocará uno adicional, de iguales características, interconectado al primero, en el nivel de azotea o en el nivel inferior al techo del edificio. El costo de dicho equipo correrá por cuenta del dueño del edificio.

## **Capítulo 2.17. REQUISITOS PARA DOCUMENTOS DE DISEÑO, INSPECCION Y CONSTRUCCION**

2.17.1. Los planos estructurales de cualquier edificio diseñado conforme a esta sección deberán contener, en su primera lámina, la siguiente información:

- a) Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño estructural.
- b) Clasificación del sitio de cimentación (art. 2.2.1) y capacidad de soporte del suelo considerada en el diseño.
- c) Clasificación del edificio según el uso (art. 2.3.1).
- d) Clasificación del edificio según la forma estructural (art. 2.3.3).
- e) Indicación de si el edificio es regular o irregular en planta y en altura (arts. 2.3.5 y 2.3.6).
- f) Aceleración máxima esperada en el sitio (art. 2.4.1).
- g) Método de análisis utilizado: estático, dinámico o la excepción establecida en el artículo 2.6.12.
- h) Estimación de los períodos fundamentales y coeficientes sísmicos correspondientes para cada una de las direcciones de análisis, salvo que se aplique la excepción del artículo 2.6.12.
- i) Estimación de los desplazamientos inelásticos relativos entrepisos (art. 2.8.1), salvo que se aplique la excepción del artículo 2.6.12.
- j) En estructuras con procedimiento constructivo no convencional, indicaciones e instrucciones sobre el sistema constructivo.

2.17.2. Los documentos de diseño de todo edificio clasificado según el uso en el grupo A, o aquellos clasificados en el grupo B que tengan cuatro pisos o más, o que excedan los 5000 m<sup>2</sup> de área de construcción, deberán contener la siguiente información:

- a) Planos de construcción.
- b) Estudio de suelos con capacidad de soporte recomendadas para diferentes profundidades de cimentación.
- c) Resumen de la memoria de cálculo.
- d) Descripción del sistema sismo-resistente y la importancia relativa de sus componentes.

Estos documentos deberán ser presentados al solicitarse el permiso de construcción.

2.17.3. La inspección de las obras mencionadas en el artículo 2.17.2 deberá contar con la participación de un ingeniero encargado de supervisar que la construcción del sistema sismo-resistente se haga de conformidad con los planos de construcción.

## **SECCIÓN 3    ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE VIVIENDAS DE UNO Y DOS PISOS**

Capítulo 3.1	GENERALIDADES
Capítulo 3.2	TIPOS DE ESTRUCTURAS CONSIDERADOS
Capítulo 3.3	MATERIALES Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS
Capítulo 3.4	ESFUERZOS ADMISIBLES
Capítulo 3.5	CARGAS DE DISEÑO
Capítulo 3.6	REQUISITOS MINIMOS
Capítulo 3.7	REGLAS BASICAS DE ESTRUCTURACION
Capítulo 3.8	DETALLES CONSTRUCTIVOS

Redacción y esquema fundamental:

Ing. Ronald Steinvorth Sauter

Dirigido y revisado por la Subcomisión de Vivienda de la  
Comisión Permanente del Código Sísmico de Costa Rica

Ing. Rómulo Picado Chacón  
Ing. Franz Sauter Fabián

## Capítulo 3.1. GENERALIDADES

3.1.1. En esta tercera sección del CSCR se establecen las bases y criterios para diseñar estructuras para viviendas de uno y dos pisos.

Además, se proporcionan recomendaciones y detalles constructivos mínimos que permiten estructurar las viviendas para los sistemas de construcción más usuales, sin necesidad de efectuar análisis sísmico. Deberá sin embargo comprobarse siempre la estabilidad de estas estructuras ante cargas gravitacionales.

3.1.2. Todas las construcciones de uno y dos pisos deben poseer un sistema estructural que provea estabilidad lateral adecuada y capaz de resistir las fuerzas de sismo especificadas en este Código en el Capítulo 3.5, sin exceder los esfuerzos admisibles especificados en el Capítulo 3.4.

La comprobación de resistencia y estabilidad debe realizarse al menos en dos direcciones ortogonales, pudiendo efectuarse el análisis para cada dirección independientemente.

3.1.3. Todas las conexiones entre elementos deben tener la capacidad para transmitir las fuerzas cortantes, momentos flectores y fuerzas axiales a que están sometidas bajo la acción de las cargas especificadas en este Código.

3.1.4. Debido a que los sistemas constructivos que comúnmente se utilizan para construir viviendas de uno y dos pisos resultan en estructuras que tienen muy poca capacidad de deformación inelástica, y al hecho de que el comportamiento inelástico de la mampostería no está suficientemente bien estudiado, el diseño de los elementos estructurales en viviendas de uno y dos pisos se efectuará mediante el método de esfuerzos de trabajo.

3.1.5. Los sistemas constructivos y materiales descritos en estos capítulos son los más comúnmente usados en Costa Rica.

Sin embargo se puede usar cualquier otro sistema o material, siempre que se compruebe su resistencia y estabilidad y se demuestre un buen comportamiento ante las cargas especificadas en este Código.

### 3.1.6 Definiciones

**Area bruta.** Area total de una pieza de mampostería, incluyendo las celdas.

**Area neta.** Area bruta menos el área de todas las celdas de una pieza de mampostería.

**Muro de carga.** Toda aquella pared que soporte cualquier tipo de entepiso o techo de concreto o que lleve una carga mayor o igual a 100 kg. por metro lineal de pared, adicional a su peso propio.

$f'_c$  = Resistencia última a la compresión del concreto, medida en cilindros de 15 × 30 cm a los 28 días, según especificación ASTM C-39, última revisión.

$f'_m$  = Resistencia última a la compresión de la mampostería, medida sobre el área neta de un prisma a los 28 días, según especificación ASTM E-447, última revisión, o según Código UBC, última revisión.

## Capítulo 3.2. TIPOS DE ESTRUCTURAS CONSIDERADOS

### 3.2.1. Tipos de Estructuras

Se consideran los siguientes tipos de estructuras de acuerdo con los sistemas de entrepiso y techo que los caracterizan:

#### 3.2.1.1. Estructuras de un piso:

- a) Sistema de techo con características de diafragma rígido.
- b) Sistema con estructura flexible en el techo

#### 3.2.1.2 Estructuras de dos pisos:

- a) Sistema con características de diafragma rígido en el techo y el entrepiso
- b) Sistema con estructura flexible en el techo y en el entrepiso.
- c) Sistema con características de diafragma rígido solo en el entrepiso.

### 3.2.2. Tipos de Entrepisos y Techos

Para efectos de la clasificación anterior se definen los tipos de entrepiso y techos como sigue:

3.2.2.1. Diafragma rígido: Se considera que un techo o entrepiso tiene características de diafragma rígido cuando es capaz de transmitir fuerzas de torsión a los elementos resistentes. En este caso, las fuerzas de sismo son distribuidas de acuerdo a las rigideces de dichos elementos.

Clasifican como tales los siguientes sistemas:

- a) Losas sólidas de concreto reforzado.
- b) Losas de concreto reforzado nervadas en una o dos direcciones.
- c) Sistema a base de viguetas de concreto prefabricadas o de acero, en una dirección, en combinación con losa de concreto reforzado colada en sitio.

En todos los casos el espesor mínimo de la losa o ala de compresión debe ser de 5 cm.

3.2.2.2. Estructura flexible: Se considera que un sistema de techo o entrepiso es flexible cuando no es capaz de transmitir fuerzas de torsión a los elementos resistentes.

Clasifican como tales los siguientes sistemas:

- a) Cubiertas de asbesto-cemento o metálicas, apoyadas en estructuras metálicas o de madera (a base de cerchas, vigas y largueros).
- b) Sistemas de pisos de madera sobre estructuras a base de viguetas de acero o de madera.

## Capítulo 3.3. MATERIALES Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

### 3.3.1. Materiales

Se consideran en este Código los siguientes materiales por ser los más usados en Costa Rica en la construcción de viviendas:

- a) Piezas sólidas de concreto o de arcilla cocida (ladrillos)
- b) Piezas huecas de concreto o de arcilla cocida (bloques)
- c) Concreto reforzado

Se consideran piezas sólidas, aquellas que tienen una relación de área neta a área bruta igual o mayor que 0.75, medida en cualquier sección horizontal.

No son admisibles piezas huecas que tengan dicha relación de área neta a área bruta menor que 0.50 ni aquellas cuyo espesor de pared sea menor de 2 cm.

### 3.3.2. Sistemas Constructivos

3.3.2.1. Se definen los siguientes sistemas constructivos:

- a) Mampostería con refuerzo integral:  
Sistema de paredes a base de piezas huecas con refuerzo vertical de acero en algunas o todas las celdas, las cuales deben estar rellenas con concreto. Debe existir también refuerzo horizontal en las juntas de los bloques.
- b) Mampostería confinada:  
Sistemas de paredes a base de piezas sólidas o huecas confinadas mediante elementos de concreto reforzado de acuerdo con los requisitos del artículo 3.6.1.2.c.
- c) Concreto reforzado:  
Sistema de paredes de concreto colado en sitio reforzadas con malla de acero, cumpliendo con las normas ACI 318, última revisión, o equivalentes.

3.3.2.2. Se permitirá el uso de cualquier otro material o sistema constructivo no mencionado aquí, siempre y cuando un estudio detallado demuestre su estabilidad y resistencia, así como su buen comportamiento ante las fuerzas de sismo especificadas en este Código.

## Capítulo 3.4. ESFUERZOS ADMISIBLES

3.4.1. Los esfuerzos en los materiales, calculados mediante un análisis elástico, no deberán exceder los que se indican a continuación. Las cargas para efectuar el cálculo de estos esfuerzos deberán determinarse según se indica en el Capítulo 3.5.

### 3.4.1.1. Mampostería con Refuerzo Integral<sup>1</sup>

	$f'_m = 95 \text{ kg/cm}^2$	$f'_m > 95 \text{ kg/cm}^2$
Compresión axial	20 kg/cm <sup>2</sup>	$0.20 f'_m$
Compresión en flexión	30 kg/cm <sup>2</sup>	$0.33 f'_m$
Cortante	2 kg/cm <sup>2</sup>	$0.23 \sqrt{f'_m}$

<sup>1</sup> Los esfuerzos indicados en la primera columna son válidos para un valor de  $f'_m = 95 \text{ kg/cm}^2$ . Si mediante pruebas se logra determinar una mayor resistencia del prisma de mampostería, los valores se pueden modificar de acuerdo a las fórmulas que se indican en la segunda columna.

### 3.4.1.2. Mampostería Confinada<sup>2</sup>

#### a- Unidades huecas

Compresión axial y en flexión	10 kg/cm <sup>2</sup>
Tensión, flexión vertical	0.4 kg/cm <sup>2</sup>
Tensión, flexión horizontal	0.8 kg/cm <sup>2</sup>
Cortante	0.8 kg/cm <sup>2</sup>

#### b- Unidades sólidas

Compresión axial y en flexión	10 kg/cm <sup>2</sup>
Tensión, flexión vertical	0.7 kg/cm <sup>2</sup>
Tensión, flexión horizontal	1.4 kg/cm <sup>2</sup>
Cortante	1.0 kg/cm <sup>2</sup>

<sup>2</sup> Todos los esfuerzos indicados para unidades de mampostería se refieren a fuerzas sobre el área neta.

### 3.4.1.3. Concreto reforzado

Compresión axial	$0.20 f'_c$
Compresión en flexión	$0.45 f'_c$
Cortante	$0.29 \sqrt{f'_c}$

### 3.4.1.4. Acero de refuerzo

Tensión y compresión:

Grado 60	1700 kg/cm <sup>2</sup>
Grado 50 o inferior	1400 kg/cm <sup>2</sup>

3.4.2. Todos los esfuerzos indicados en el artículo anterior pueden aumentarse en un 50% para la combinación de cargas sísmicas y gravitacionales.

## Capítulo 3.5. CARGAS DE DISEÑO

### 3.5.1. Cargas Gravitacionales

El valor de la carga permanente y de la carga temporal se calculará según se indica en los artículos 2.5.1., 2.5.2 y 2.5.4. de este código.

### 3.5.2. Cargas Sísmicas

3.5.2.1. Para la determinación de la carga sísmica se usará como peso total el 100% de la carga permanente más el siguiente porcentaje de la carga temporal

Pisos	15 %
Techos	0 %

3.5.2.2. La distribución de masas en la estructura se podrá simplificar como sigue:

- Las estructuras de uno y dos pisos con diafragma rígido en techo y entrepiso se considerarán con las masas concentradas a nivel de cada uno de los diafragmas.
- Las estructuras de dos pisos con diafragma rígido en entrepiso y con techo flexible se pueden considerar como de una sola masa concentrada a nivel de primer piso.
- En estructuras de uno o dos pisos con sistemas de entrepiso y techo flexible, las paredes deben analizarse como losas verticales, que se apoyan entre sí para lograr la estabilidad lateral. En este caso, la masa de las paredes se considerará distribuida uniformemente en su plano, y las masas del entrepiso y techo concentradas en el nivel correspondiente a cada uno de ellos.

3.5.2.3. El cortante total en la base de la estructura está dado por:

$$V = CW$$

donde:

V = Cortante total a nivel base

W = Peso total de acuerdo al Art. 3.5.2.1. de este Código

C = Coeficiente sísmico según artículo 2.4.1. de este Código. Si desea simplificar se pueden usar los siguientes valores, de acuerdo a la zonificación de la Fig. 3.5.1.

Zona	Coefficiente Sísmico C
I	0.11
II	0.22
III	0.33

3.5.2.4. Para el análisis de paredes individuales en el sentido perpendicular al plano de las mismas, éstas se considerarán como losas verticales sometidas a una carga lateral de:

$$q = Cw$$

donde:

$W$  = Peso por metro cuadrado de pared

$C$  = Definido en el Artículo 3.5.2.3.

3.5.2.5. Los apoyos laterales de las paredes los constituyen las vigas de fundación, vigas corona, vigas medianeras, columnetas, columnas y paredes trasnversales según sea el caso, y deben ser diseñados para resistir las reacciones producidas por la carga definida en 3.5.2.4.

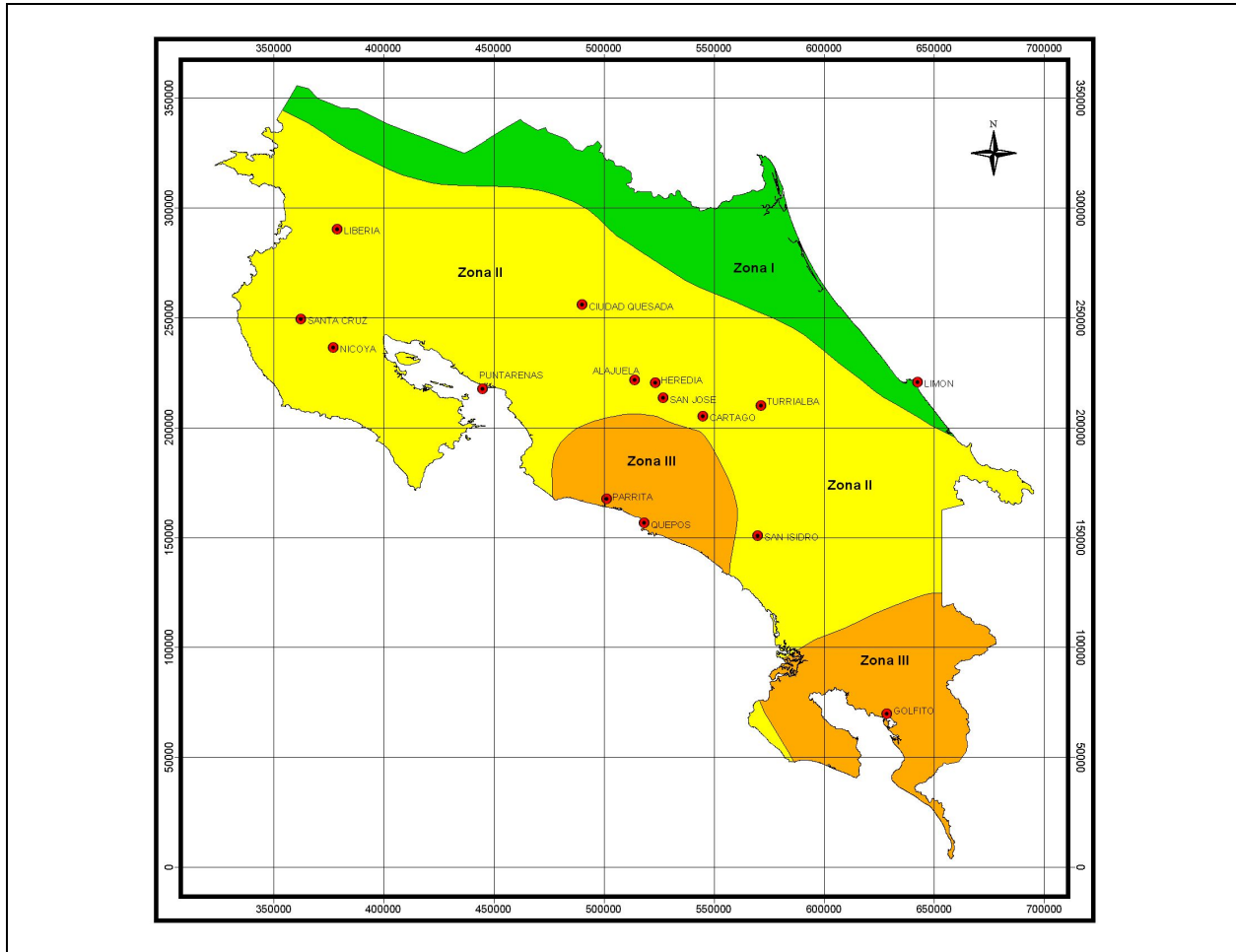


Figura 3.5.1 Zonificación Sísmica

## Capítulo 3.6. REQUISITOS MINIMOS

### 3.6.1. Sistemas Constructivos

#### 3.6.1.1. Mampostería con refuerzo integral:

- a) El espesor de las paredes de mampostería reforzada no será inferior a 12 cm.
- b) La relación máxima de altura sin soporte lateral a espesor será 25.
- c) La suma de las áreas de refuerzo vertical y horizontal debe ser por lo menos 0.0013 veces el área bruta de la pared. El área del refuerzo en cualquier dirección no será menor de 0.0005 veces el área bruta.
- d) El espaciamiento máximo de las varillas de refuerzo vertical será 80 cm y el de las varillas de refuerzo horizontal de 50 cm. En muros de carga el espaciamiento máximo del refuerzo vertical será 60 cm.
- e) El diámetro mínimo del refuerzo vertical será 9.5 mm. (Nº 3) y el del refuerzo horizontal 6.4 mm (Nº 2).
- f) Todas las paredes se deberán cimentar sobre una placa corrida de concreto reforzado de un ancho mínimo de 30 cm para viviendas de un piso y de 40 cm para viviendas de dos pisos y un espesor mínimo de 20 cm. Esta placa deberá armarse por lo menos con 3 varillas longitudinales Nº 3 y varillas transversales en forma de U, Nº 2 a cada 20 cm. La placa podrá colarse directamente sobre el terreno de fundación.

Si se desea usar el sistema tradicional de viga asísmica, ésta debe ser del mismo espesor de la pared, por 20 cm de altura como mínimo y debe fundarse sobre un relleno de fundación de concreto ciclópeo de 30 cm de ancho mínimo. El refuerzo de esta viga debe ser mínimo cuatro varillas Nº 3 y aros Nº 2 a 20 cm.

- g) Todas las paredes deberán llevar adicionalmente vigas horizontales de 20 cm de altura por el espesor de la pared como mínimo. Estas vigas deberán colocarse en el borde superior de cada pared y en cada nivel de entepiso o techo, pero su separación vertical máxima no deberá exceder la especificada en el artículo 3.6.1.1.b. Estas vigas deberán armarse por lo menos con 4 varillas Nº 3 y aros Nº 2 a cada 20 cm. En los claros libres deberán diseñarse estas vigas para resistir las cargas impuestas.
- h) Todas las celdas de los bloques adyacentes a boquetes de puertas y ventanas deben ir reforzadas con 2 varillas Nº 3.
- i) En todas las banquetas de ventana deberá existir por lo menos un elemento de concreto de 10 cm de altura por el espesor de pared, con dos varillas Nº 3 uniendo las varillas

verticales de los bordes y ganchos N° 2 a 20 cm. En su defecto podrá usarse una hilada de bloques en forma de U, con dos varillas N° 3 y ganchos N° 2 a 20 cm.

- j) Todos los cargadores de puertas y ventanas deberán ser de concreto reforzado con dimensiones mínimas de 20 cm de alto por el espesor de la pared. Dichos elementos deberán ser diseñados para soportar las cargas verticales impuestas.

#### 3.6.1.2. **Mampostería confinada:**

- a) El espesor mínimo para muros de carga será de 12cm. Para el resto de las paredes podrá ser 10 cm.
- b) La razón de atura sin soporte lateral a espesor no debe exceder 18 en mampostería de piezas huecas ni 20 en mampostería de piezas sólidas.
- c) Todas las paredes deben ir confinadas por elementos de concreto reforzado, consistiendo estos en columnetas y vigas de amarre con las características que se fijan a continuación:
- Deberán existir elementos de confinamiento de tal manera que se formen cuadros no mayores de 2.5 m de altura de 3.0 m de largo. Además deberán existir dichos elementos en los siguientes lugares:
    - i. En intersecciones y esquinas de paredes
    - ii. En ambos extremos de toda pared aislada
    - iii. En los bordes libres de todo muro
    - iv. Alrededor de los boquetes de puertas y ventanas
  - Todos los elementos deberán tener por lo menos el mismo espesor de la pared que están confinando pero no menos de 12 cm. La otra dimensión no será menor de 15 cm para vigas intermedias y columnetas ni de 20 cm para vigas corona.
  - Todos los elementos de concreto, excepto las placas de fundación, deberán llevar como mínimo 4 varillas N° 3 y aros N° 2 a cada 20 cm máximo.
- d) Todas las paredes de mampostería confinada deberán cimentarse sobre una placa de fundación, en contacto directo con el terreno, o en su defecto sobre una viga sobre concreto ciclópeo, con los mismo requerimientos que los especificados en el Artículo 3.6.1.1.f para mampostería con refuerzo integral.

#### 3.6.1.3. **Concreto reforzado**

- a) El espesor mínimo a usar en paredes de concreto reforzado será de 7.5 cm de interiores, 10 cm en paredes exteriores y 12 cm en muros de carga.
- b) La altura máxima de paredes sin soporte lateral será 2.60 m

- c) El área mínima del refuerzo tanto horizontal como vertical debe ser de 0.002 veces el área de pared.
- d) La separación máxima entre varillas será de 3.0 veces el espesor de la pared, pero no mayor de 45 cm.
- e) En todos los bordes de puertas, ventanas y otros boquetes debe ir como mínimo una varilla N° 3 adicional al refuerzo del resto de la pared. Este refuerzo debe extenderse por lo menos 60 cm más allá de la esquina de la abertura.
- f) Las paredes de concreto deben cimentarse sobre una placa corrida de concreto reforzado de un ancho mínimo de 30 cm para viviendas de un piso y de 40 cm para viviendas de dos pisos, y una altura mínima de 20cm. El refuerzo de esta placa será como mínimo de 3 varillas longitudinales N° 3 y varillas transversales N° 2 en forma de U a una espaciamiento máximo de 20 cm. Todas las varillas de refuerzo vertical de la pared deben quedar ancladas en esta placa en una longitud no menor de 30 diámetros.
- g) Si todas las paredes de la vivienda están estabilizadas lateralmente por medio de columnetas rigidizadoras o paredes transversales, no es necesario construir viga corona en estructuras de un piso con estructura flexible en el techo.

### 3.6.2. Calidad de Materiales

3.6.2.1. Piezas sólidas de concreto: Deben cumplir con las normas ASTM C-145, última revisión.

3.6.2.2. Piezas sólidas de arcilla: Deben cumplir con las normas ASTM C-62, última revisión.

3.6.2.3. Piezas huecas de concreto: Deben cumplir con las normas MEIC, No.6293, última revisión.

3.6.2.4. Piezas huecas de arcilla: Deben cumplir con las normas MEIC, No. 14121, última revisión

3.6.2.5. El mortero para pegar unidades de mampostería deberá ser del tipo PM o PL según la norma ASTM C-476, última edición.

3.6.2.6. Concreto: Resistencia mínima a la compresión especificada a los 28 días (Ver artículo 3.1.6).

! Vigas corona de carga, de amarre, de fundación, columnas y columnetas, paredes de concreto reforzado:  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  cuadrados.

! Relleno de bloques de mampostería:  $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$  \*

3.6.2.7. Acero de refuerzo:  $f_y = 2320 \text{ kg/cm}^2$  (grado estructural)

*\*Nota: El concreto a usar para relleno de mampostería debe tener un revenimiento de 20 cm y no debe usarse agregado con tamaño mayor de 12.7 mm.*

## **Capítulo 3.7 REGLAS BASICAS DE ESTRUCTURACION**

3.7.1 Los requisitos especificados en este capítulo, permiten estructurar las viviendas de uno y dos pisos sin efectuar análisis sísmico.

Las dimensiones, refuerzos y separación de elementos especificados se pueden variar siempre y cuando los cambios se justifiquen con un análisis y diseño empleando los criterios establecidos por este Código, y estén de acuerdo con métodos aceptados corrientemente en Ingeniería. Cuando no se especifique lo contrario en este capítulo, deben emplearse los requerimientos mínimos del capítulo 3.6.

### **3.7.2. Fundaciones**

3.7.2.1. Todas las cimentaciones deben colarse sobre suelo firme. En caso de cimentarse sobre relleno, este debe ser efectuado con material granular y compactado hasta el 90% del Proctor Standard o equivalente.

3.7.2.2. Las paredes deben cimentarse siempre sobre una placa de fundación. El ancho mínimo de dicha placa debe ser de 30 cm para viviendas de un piso y 40 cm para viviendas de dos pisos. En su defecto puede usarse, en paredes de mampostería de viviendas de un piso una viga de fundación colada sobre concreto ciclópeo.

3.7.2.3. Para proveer amarre a nivel de fundación, todas las placas o vigas deberán estar dispuestas en cuadros cerrados. Cuando no haya pared, debe continuarse la viga hasta su intersección con otra.

3.7.2.4. Todas las placas y vigas de fundación deben llevar el refuerzo mínimo especificado en el Artículo 3.6.1.1.f.

### **3.7.3. Paredes o Muros**

3.7.3.1. Todas las paredes, cuando no lleven diafragma rígido en su parte superior, deben llevar una viga corona de dimensiones y refuerzo como se indica en la tabla 3.7.1.

3.7.3.2. Cuando no lleven diafragma rígido, todas las paredes o muros deben estabilizarse lateralmente mediante columnas capaces de transmitir momentos de volcamiento al terreno, o bien sirviéndose de otras paredes colocadas en planos perpendiculares a aquella que se quiere estabilizar. La distancia máxima entre dichos soportes laterales será 7.00 m.

3.7.3.3. Cuando se usen columnas de concreto para dar estabilidad lateral, las dimensiones mínimas y su refuerzo, serán como se indica en la tabla 3.7.2.

3.7.3.4. Cuando se usen columnas de mampostería, éstas deben por lo menos tener 75 cm. en el sentido perpendicular a la pared y el refuerzo como se indica en la tabla 3.7.3.

3.7.3.5. Para que las columnas de los artículos 3.7.3.3 y 3.7.3.4 sean capaces de transmitir los momentos de volcamiento al terreno, deben proveerse placas de fundación aislada con las dimensiones y refuerzo que se indican en la tabla 3.7.4.

3.7.3.6. Cuando exista un diafragma rígido deben proveerse suficientes paredes en dos direcciones perpendiculares para que el sistema sea estable lateralmente. En cada dirección se deben disponer en forma razonablemente simétrica muros con una longitud total de 0.25 m, por cada metro cuadrado de superficie.

3.7.3.7 Para que un muro o pared se considere efectivo para resistir fuerzas de sismo en estructuras con diafragma rígido, debe tener una relación de longitud a altura  $L/h$  no menor de 0.33

3.7.3.8. Todas las paredes que soporten entrepiso o techo con características de diafragma rígido deben proveerse, independientemente del sistema constructivo empleado, de columnetas de concreto en sus dos extremos. Dichas columnetas deben cumplir con los requisitos del artículo 3.6.1.2.c en cuando a refuerzo y dimensiones se refiere.

3.7.3.9. Cuando en un sistema con diafragmas rígidos en entrepiso y techo, una pared en planta alta no continúe hasta la fundación, debe desligarse del diafragma superior a menos que se provean en el nivel inferior (planta baja) elementos capaces de transmitir el momento de volcamiento al terreno.

Sin embargo, cuando una pared se desligue del diafragma, debe garantizarse su estabilidad lateral por otros medios.

<b>Tabla 3.7.1.a ! Refuerzo y dimensiones de vigas corona para zonas I y II</b>				
$\ell$ (m) \ t (cm)	10	12	15	Sección b×a
4	4 # 3	4 # 3		12×20
			4 # 3	15×20
5	4 # 4	4 # 4		12×20
			4 # 3	15×20
6	4 # 4	4 # 4		12×20
			4 # 4	15×20
7	4 # 5	4 # 5		12×20
	4 # 4	4 # 4	4 # 5	15×20

<b>Tabla 3.7.1.b ! Refuerzo y dimensiones de vigas corona para zona III</b>				
$\ell$ (m) \ t (cm)	10	12	15	Sección b×a
4	4 # 3	4 # 4		12×20
			4 # 3	15×20
5	4 # 4	4 # 4		12×20
			4 # 4	15×20
6				12×20
	4 # 4	4 # 5	4 # 5	15×20
7				15×20
	4 # 5	4 # 5	4 # 5	20×20

<b>Tabla 3.7.2.a ! Refuerzo y dimensiones de columnas de concreto reforzado para zonas I y II</b>				
$l'$ (m) \ $t$ (cm)	10	12	15	Sección b×a
4	4 # 5	4 # 5	4 # 5	15×35
	4 # 4	4 # 4		20×40
5	4 # 5	4 # 5	4 # 5	15×35
				20×40
6	4 # 5	4 # 5	4 # 6	15×35
			4 # 5	20×40
7	4 # 5	4 # 6	4 # 6	15×35
		4 # 5	4 # 5	20×40

<b>Tabla 3.7.2.b ! Refuerzo y dimensiones de columnas de concreto reforzado para zona III</b>				
$l'$ (m) \ $t$ (cm)	10	12	15	Sección b×a
4	4 # 5	4 # 5	4 # 6	15×35
				20×40
5	4 # 6	4 # 6	4 # 7	15×35
	4 # 5		4 # 6	20×40
6	4 # 6	4 # 7	4 # 7	15×35
		4 # 6	4 # 6	20×40
7	4 # 7	4 # 7	4 # 7	15×35
	4 # 6	4 # 6		20×40

<b>Tabla 3.7.3.a Columnas mampostería para zonas I y II</b>			
$\ell'$ (m) \ $t$ (cm)	10	12	15
	Sección b×a (cm)		
	10×80	12×80 (12×75)	15×80
4	—	2 # 4	2 # 4
5	—	2 # 4	2 # 5
6	—	2 # 5	2 # 5
7	—	2 # 6	2 # 6

<b>Tabla 3.7.3.b Columnas mampostería para zona III</b>			
$\ell'$ (m) \ $t$ (cm)	10	12	15
	Sección b×a (cm)		
	10×80	12×80 (12×75)	15×80
4	—	2 # 5	2 # 6
5	—	—	—
6	—	—	—
7	—	—	—

<b>Tabla 3.7.4.a Refuerzo y dimensiones de placas de fundación para zonas I y II</b>				
$\ell'$ (m) \ $t$ (cm)	10	12	15	Barras $x$
	A×B×h			Barras $y$
4	1.0×0.7×0.25	1.0×0.8×0.25	1.0×0.8×0.25	4 # 4
				5 # 4
5	1.0×0.8×0.25	1.0×0.8×0.25	1.1×0.8×0.25	4 # 4
				5 # 4
6	1.0×0.8×0.25	1.1×0.8×0.25	1.1×0.8×0.25	4 # 4
				5 # 4
7	1.1×0.8×0.25	1.1×0.8×0.25	1.1×0.8×0.25	4 # 4
				5 # 4

<b>Tabla 3.7.4.b Refuerzo y dimensiones de placas de fundación para zona III</b>				
$\ell'$ (m) \ $t$ (cm)	10	12	15	Barras $x$
	A×B×h			Barras $y$
4	1.2×1.0×0.25	1.3×1.0×0.25	1.3×1.0×0.25	4 # 4
				5 # 4
5	1.3×1.0×0.25	1.3×1.0×0.25	1.4×1.0×0.25	4 # 4
				5 # 4
6	1.3×1.0×0.25	1.4×1.0×0.25	1.4×1.0×0.25	4 # 4
				5 # 4
7	1.4×1.0×0.25	1.4×1.0×0.25	1.5×1.0×0.25	5 # 4
				5 # 4

NOMENCLATURA DE LAS TABLAS 3.7.1 a 3.7.4.

$\ell'$  = longitud de pared tributaria a la columna (en una fila de columnas es la separación de las mismas)

$R$  = distancia entre apoyos laterales de una viga corona

$t$  = espesor de una pared

$a$  = dimensión de una columna, perpendicular al eje de la pared, o altura de una viga.

$b$  = dimensión de una placa perpendicular al eje de la pared

$A$  = dimensión de una placa perpendicular al eje de la pared

$B$  = dimensión de una placa paralela al eje de la pared

$h$  = espesor de una placa

Barras  $x$  = refuerzo en el sentido largo de la placa (paralelo a  $A$ )

Barras  $y$  = refuerzo en el sentido corto de la placa (paralelo a  $B$ )

## **Capítulo 3.8. DETALLES CONSTRUCTIVOS**

Figura 3.8.1 Mampostería con refuerzo integral

Figura 3.8.2 Sección típica de pared mampostería con refuerzo integral

Figura 3.8.3 Elevación típica de pared mampostería con refuerzo integral

Figura 3.8.4 Mampostería confinada

Figura 3.8.5 Elevación típica de pared mampostería confinada

Figura 3.8.6 Corte típico, corte en puerta y corte en ventana en concreto reforzado

Figura 3.8.7 Elevación típica de pared concreto reforzado

Figura 3.8.8 Detalle de columna de concreto reforzado para rigidizar paredes

Figura 3.8.9 Detalle de columnas de mampostería con refuerzo integral

Figura 3.8.10 Detalle de viga corona para rigidizar paredes

Figura 3.8.11 Detalle de vigas de fundación y asísmicas

Figura 3.8.12 Detalles típicos de intersecciones de columnetas con vigas corona y de fundación

Figura 3.8.13 Detalles de anclaje de entepiso a paredes

Figura 3.8.14.a Sistema de cajón

Figura 3.8.14.b Sistema de losas

## **Sección C.1 - Consideraciones generales para el diseño sismo-resistente.**

Esta sección comprende aspectos de carácter general aplicables a todas las estructuras y consiste de dos capítulos.

El primero contiene conceptos fundamentales, deficiencias y principios filosóficos del diseño sismo-resistente. Se definen las condiciones generales que deberán ser satisfechas en ausencia, o como alternativa, de requisitos específicos de las secciones siguientes. Incluye además consideraciones sobre la participación de los distintos componentes del sismo y otros aspectos de similar naturaleza.

El segundo capítulo se refiere a la zonificación sísmica y presenta mapas de isoaceleraciones para diferentes períodos de retorno y criterios para la definición de esos períodos con base en la capacidad para deformarse más allá del rango elástico y de la importancia de las estructuras.

## Capítulo C.1.1. – REQUISITOS GENERALES

- C.1.1.1 Obsérvese que el código establece únicamente requisitos mínimos. Es pues responsabilidad de cada profesional establecer los requisitos adicionales que se deriven de las características específicas de cada proyecto.
- C.1.1.2 Se define una filosofía del diseño sismo-resistente que está presente en todos los códigos del mundo: debe buscarse que el riesgo de pérdida de vidas humanas durante un sismo sea lo menor posible. El riesgo económico será el resultado de un cuidadoso balance entre los gastos de reparación (incluido el lucro cesante) y el costo marginal que se requerirá para evitar esos daños . Es importante señalar que la naturaleza aleatoria de los fenómenos sísmicos hace imposible la eliminación total del riesgo. Esto debería ser aclarado al cliente al inicio del proyecto.
- C.1.1.3 Las definiciones aquí contenidas forman parte de conceptos claramente definidos y explicados en textos bien conocidos de dinámica de estructuras y de ingeniería sismo-resistente. El lector interesado puede referirse a Clough y Penzien (1975), Rosenblueth (1982), Newmark y Rosenblueth (1971) o Dowrick (1977) entre otros.
- C.1.1.4 Este artículo contiene un concepto fundamental del diseño sismo-resistente. A diferencia de la mayoría de las condiciones de carga (gravitacionales, presiones de viento, agua o tierra) que corresponden a fuerzas, la acción sísmica sobre las estructuras se manifiesta como desplazamientos, velocidades y aceleraciones en el terreno. En consecuencia, la estructura experimentará deformaciones internas que son función de esos movimientos, de las características dinámicas (rigidez, inercia, amortiguamiento) y de la capacidad de los elementos estructurales. La posibilidad de exceder el rango elástico de los materiales durante eventos extremos es aceptable como una manera de evitar dimensiones excesivas y reducir los costos, siempre que no ocurran pérdidas sensibles en la resistencia de los elementos o de la estructura como conjunto y que los requisitos de servicio de la misma después del evento así lo permitan.
- C.1.1.5 Salvo esta primer sección del Código que es de carácter general, las restantes secciones contienen recomendaciones específicas para grupos de estructuras que, por ser muy frecuentes y poseer características comunes, son susceptibles de recibir atención especial. En consecuencia, aquellas estructuras no comprendidas en una sección específica deberán ser objeto de un estudio especial basado en los lineamientos generales y la filosofía de diseño contenida en esta sección.
- Asimismo, a fin de permitirle a los especialistas con conocimientos y herramientas apropiadas la flexibilidad que es inherente al ejercicio profesional responsable, se permite este tipo de estudios especiales aun para estructuras comprendidas en secciones específicas, con el único requisito de demostrar inequívocamente que el capacidad sismo-resistente de la estructura es similar o superior a la que se obtendría utilizando las normas específicas correspondientes.

C.1.1.6 Para estructuras que no estén contempladas en secciones específicas, y cuya importancia así lo amerite, es necesario definir la sollicitación sísmica tomando en consideración la sismicidad de la región y las condiciones locales del suelo. La primera puede obtenerse de los mapas de isoaceleraciones incluidas en el capítulo 2, definiendo un período que se considere aceptable y la vida útil de la estructura (ver C.1.2.2).

En casos de mayor importancia es recomendable efectuar un estudio de Riesgo Sísmico específico para el sitio (Dowrick, 1977; Sauter, 1990) que tome en cuenta la geología y la historia sísmica de la región. Las condiciones locales pueden tener un efecto muy significativo en la intensidad del movimiento (Seed e Idriss, 1982; Seed et al, 1988). En estructuras muy importantes conviene analizar las características del suelo a fin de definir sus efectos en las sollicitaciones sísmicas.

Hoy en día la herramienta más funcional para describir el movimiento del terreno es el espectro de diseño, al cual se incorporan reducciones que toman en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura (ver C.2.4.1).

Sin embargo, el espectro de diseño no es el único modo que puede utilizarse para describir las sollicitaciones sísmicas. También pueden usarse familias de acelerogramas cuyo espectro elástico promedio sea similar al espectro de diseño elástico. El uso de un sólo acelerograma no es adecuado puesto que el movimiento del terreno es un proceso aleatorio que debe abarcar toda una familia de movimientos con el mismo contenido global de intensidad y frecuencia pero con diferencias particulares potencialmente importantes en el tiempo (Clough y Penzien, 1975, Cap 23). En estos casos el análisis deberá ser inelástico a menos que se haya decidido que, por su importancia, la estructura debe permanecer en el rango elástico. Es obvio que este procedimiento sólo es aconsejable para estructuras de gran importancia y constituirá la excepción a la regla.

C.1.1.7 Por el carácter tan complejo de las vibraciones sísmicas no es posible definir direcciones horizontales predominantes. Inclusive, en un mismo sitio, diferentes eventos pueden producir diferentes direcciones predominantes. En consecuencia toda estructura debe ser capaz de resistir las sollicitaciones sísmicas en sus dos direcciones ortogonales más desfavorables o, en estructuras con algún grado de simetría, en sus dos direcciones principales.

Es evidente que los efectos máximos que se derivan de un análisis espectral en cada dirección no habrán de ocurrir en el mismo instante de tiempo. La recomendación de superponer el 100% de los valores en una dirección con el 30% de los valores en la otra es una aproximación derivada de consideraciones estadísticas (Rosenblueth y Contreras, 1977; Esteva, 1982). Obviamente la superposición debe ser vectorial pues se trata de respuestas ante sollicitaciones sísmicas ortogonales entre sí. En C.2.1.7 se dan las razones para la excepción ahí señalada.

C.1.1.8 En estructuras cuya flexibilidad vertical no es significativa, la respuesta a este movimiento puede ser considerada como una respuesta de cuerpo rígido en que las fuerzas sísmicas serán iguales a la masa por la aceleración vertical del terreno. Para los niveles de sismicidad de Costa Rica, estos valores quedan perfectamente considerados entre los factores de incertidumbre de las cargas gravitacionales, permanente y temporal. Sin embargo, si la

estructura es significativamente flexible en el plano vertical, con modos de oscilación predominantemente verticales, cuyos períodos se ubiquen en un rango del espectro en el que se amplifique considerablemente la aceleración del terreno, esta respuesta deberá ser evaluada y combinada, con los mismos criterios probabilísticos establecidos en el artículo anterior, con las respuestas en las dos direcciones horizontales.

El valor de  $\frac{2}{3}$  de la intensidad del movimiento horizontal como una alternativa para definir la intensidad del movimiento vertical es una aproximación empírica basada en información estadística. Sin embargo, para estructuras importantes, es conveniente utilizar espectros de diseño para sollicitaciones verticales, ya que estos tienen un contenido de frecuencias diferente a los horizontales, con un mayor predominio de frecuencias altas.

C.1.1.9 De todos los posibles efectos de un sismo sobre una estructura, el único que estará siempre presente es la vibración del terreno. Todos los demás, tales como fallamiento local, asentamientos, licuación, deslizamientos, etc., que son potencialmente mucho más destructores, ocurren en sitios específicos cuyo índice de peligrosidad puede ser evaluado con antelación. Lo más recomendable es pues evitar esos sitios y, sólo cuando esto no sea posible, deberán tomarse las provisiones del caso para minimizar el riesgo.

C.1.1.10 Por las razones anteriormente señaladas no es permitido colocar estructuras sobre zonas que puedan experimentar desplazamientos relativos causados por fallas geológicas.

Cuando se trate de líneas vitales, que necesariamente deban atravesar estas fallas, es necesario garantizar que el movimiento de las mismas no cause daños, o que estos puedan ser reparados sin interrupciones prolongadas del servicio.

C.1.1.11 Este artículo reconoce el hecho de que en muchas ocasiones, durante el proceso constructivo, la estructura o algunos de sus componentes en proceso de erección, puede ser mucho más vulnerable a un sismo que el conjunto ya concluido. Ejemplos en este sentido podrían ser pilas de puentes, cierto tipo de torres, etc. Sin embargo, el período durante el cual se da esta circunstancia es muy pequeño en relación a la vida útil de la estructura terminada. Se sugiere utilizar los conceptos del Capítulo 1.2 para definir un período de retorno tal que la probabilidad de excedencia (es decir el riesgo de que se alcancen sollicitaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura) sea la misma durante el período de construcción y durante su vida útil. El suponer una aceleración del 20% del valor utilizado en el diseño definitivo es una simplificación conservadora que puede utilizarse en ausencia de cálculos más refinados (ver derivación en Apéndice 1). El uso de un espectro correspondiente a una estructura Tipo 5 supone, conservadoramente que, durante la erección, la estructura o sus componentes no deben exceder el rango elástico (ductilidad unitaria) y su amortiguamiento es de un 5% del crítico (ver Capítulo 2.4).

## REFERENCIAS Capítulo C.1.1

- Clough, R. W. y Penzien. J. (1975) ; “Dynamics of Structures”, McGraw Hill, 1975
- Dowrick, D . J. (1977) ; “Earthquake Resistant Design”, John Wily and Sons, 1977.
- Esteva, L. (1982); “ Diseño: Consideraciones Generales”, Capítulo 3 de “Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos”, (e. Rosenblueth, Editor), Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, México, 1982.
- Newmark, N. M. y Rosenblueth, E. (1971); “Fundamentals of Earthquake Engineering”, Prentice Hall, 1971.
- Rosenblueth, E. y Contreras, H. (1977); “Approximate Design for Multicomponent Earthquakes”, Journal Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, N° EM5, 1977.
- Rosenblueth, E. (Editor) (1982); “Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos”, Instituto Mexicano de Cemento y del Concreto. México, 1982.
- Sauter, F (1990); “Fundamentos de Ingeniería Sísmica”, Vol 1, Editorial Tecnológica de Costa Rica, 1990.
- Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1982); “Ground Motions and Soil Liquefaction Durin Earthquakes”, Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- Seed, H. B. et al (1988); “Relationship Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions”, Earthquake Spectra, Vol 4 N°4, Noviembre 1988, pp 687 – 729.

## Capítulo C.1.2.- ZONIFICACION SISMICA

La versión anterior del Código Sísmico (CSCR-74) suponía una condición de sismicidad uniforme en todo el territorio nacional. Esta hipótesis, evidentemente falsa, fue producto de la ausencia de estudios de sismicidad que permitieran una regionalización adecuada. Por iniciativa de la Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica y con fondos aportados por la Oficina de Planificación y Política Económica (hoy MIDEPLAN), el Instituto Nacional de Seguros y el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, se contrató con “The John A. Blume Earthquake Engineering Center” de la Universidad de Stanford, un Estudio de Riesgo Sísmico para Costa Rica (Morgat et al, 1977). Este estudio fue concluido en 1977 y contiene mapas de isoaceleración e isoduración para períodos de retorno de 50, 100, 500 y 1000 años.

Independientemente del grado de refinamiento del modelo teórico utilizado, el cual era estado del arte al momento de su publicación, la validez de los resultados obtenidos estará íntimamente relacionada con la confiabilidad de los datos utilizados que, desafortunadamente, no fue la más adecuada (Pujol, 1981; Gutiérrez, 1983). Sin embargo es innegable que, dentro de las condiciones actuales este estudio es un paso significativo en relación con la ausencia total de información del CSCR-74. Es de esperar que la información sísmica que ha estado recogiendo y procesando el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica permita refinar la zonificación sísmica del país en un futuro cercano.

C.1.2.1 La relación entre los logaritmos del Período de Retorno (PR) y las aceleraciones máximas probables ( $a_{max}$ ) son aproximadamente lineales. Así cuando se desee encontrar la aceleración correspondiente a un período de retorno que no sea alguno de los correspondientes a los gráficos, 100, 500 o 1000 años), bastará con interpolar, entre los dos valores que contengan el valor deseado, el logaritmo de los PR y los valores de la aceleración máxima.

Para mayor precisión puede trazarse en papel semilogarítmico, una curva que pasa por los cuatro pares ordenados correspondientes a las figuras 1.2.1 a 1.2.4 y leer de la misma el “Estudio de Riesgo Sísmico para Costa Rica” (Morgat et al, 1977), contiene los gráficos para nueve ciudades importantes (las siete capitales de provincia, más Turrialba y Golfito, ver figura 5-1, pag 163 de dicho estudio), por lo que estos datos pueden ser leídos directamente.

Cuando se toma un valor de aceleración máxima probable ( $a_{max}$ ) de un mapa o un gráfico para un Período de Retorno determinado, este valor representa la respuesta que recogería un sistema puntual (e.g. un acelerógrafo). Para el cálculo de una estructura real con dimensiones finitas es necesario transformar la aceleración puntual representada en el mapa a una aceleración efectiva para la base de la estructura, que será el promedio de todas las aceleraciones con diferentes valores en el espacio para cada instante, en la fundación. Dado que las aceleraciones máximas están asociadas a las altas frecuencias, su variación suele ser significativa aun en las dimensiones típicas de la gran mayoría de las estructuras. El factor  $R=0.80$  pretende por lo tanto obtener un valor más realista para la aceleración máxima promedio existente bajo la fundación de la estructura.

- C.1.2.2 El apendice 2 contiene la derivación de la ecuación para el Período de Retorno en base a la Probabilidad de Excelencia y a la vida útil de la estructura. Esta ecuación supone una independencia probabilística entre la ocurrencia de un sismo en un año determinado y lo sucedido en otros años, lo cual no es completamente cierto.
- C.1.2.3 La probabilidad de excedencia PE que se seleccione para una estructura dependerá del nivel de riesgo que se esté dispuesto a aceptar, lo cual a su vez es función del grado de importancia de la estructura y de las consecuencias que el exceder los valores de diseño podría tener sobre vidas y bienes. Así, en una estructura con capacidad para deformarse mas allá del rango elastico sin pérdidas sensibles de su resistencia (estructura dúctil), el exceder los valores de diseño implicará deformaciones mayores a las previstas pero no necesariamente colapso. En cambio, para una estructura frágil, que debe mantenerse siempre en el rango elastico, el exceder estos valores puede representar el colapso de la misma. La Tabla 1.2.1 ofrece por lo tanto recomendaciones para seleccionar una probabilidad de excedencia en base a las condiciones de ductilidad y a la importancia de la estructura. Con esos valores y la vida útil de la estructura puede obtenerse el Período de Retorno y con este y la localización geográfica, la aceleración máxima probable en el terreno. Finalmente, en base a las condiciones locales del suelo pueden estimarse velocidad y desplazamientos máximos del terreno y construir un Espectro de Diseño tal y como se comentará en el Capítulo C.2.4.

## REFERENCIAS: Capítulo C.1.2

- Gutiérrez, J. (1983): “Comentarios sobre el nuevo Código Sísmico de Costa Rica”, Memoria del Seminario de Ingeniería Estructural 1983, Vol 2, pp 47-60, Noviembre 1983.
- Morgat, C. P. et al (1977); “A Study of Seismic Risk for Costa Rica”, Report N°25. The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Abril 1977.
- Pujol, R. (1981); “Limitaciones del Estudio de Riesgo Sísmico para Costa Rica”, Memorias del Seminario de Ingeniería Estructural 1981, Vol 2, pp 63-76, Octubre 1981.

## Capítulo C.2.1. – REQUISITOS GENERALES

C.2.1.1 La inmensa mayoría de los Códigos Sismo-Resistentes están orientados a edificios. El CSCR-86 es, en este sentido, una excepción pues confina los edificios a una Sección particular, permitiendo que otros tipos de estructuras sean tratados en otras Secciones específicas.

C. 2.1.2 Es un hecho comprobado en todos los terremotos destructivos que las estructuras que mejor comportamiento exhiben son aquellas que poseen una sana concepción estructural. La poca tradición arquitectónica autóctona propicia a veces concepciones estructurales foráneas las cuales, cuando provienen de regiones sísmicamente tranquilas, pueden resultar muy inadecuadas para resistir terremotos. Una sana concepción estructural y una juiciosa selección de materiales y métodos constructivos son la mejor estrategia para un comportamiento sismo-resistente satisfactorio.

C.2.1.3. Para una ampliación de los conceptos y definiciones aquí contenidos pueden consultarse textos como Clough y Penzien (1975) o Rosenblueth (Ed.) (1982), entre otros.

C.2.1.4 La estrategia de diseño de cualquier estructura es transmitir todas y cada una de las fuerzas (incluyendo las fuerzas de inercia causadas por sismos) desde el punto de aplicación hasta las fundaciones, permitiendo al mismo tiempo que la estructura satisfaga todas las funciones para la cual fue concebida. Para el diseño sismo-resistente los edificios pueden concebirse como una combinación de diafragmas horizontales y sistemas resistentes planos o espaciales que reciben las cargas de los diafragmas y las transmiten a la base. Las tres variables fundamentales que participan en este diseño son la resistencia o capacidad, la rigidez y la ductibilidad y el analista deberá seleccionar con buen juicio combinaciones de valores que permitan a la estructura resistir las solicitaciones sísmicas probables durante su vida útil dentro de rangos aceptables de desplazamientos y deformaciones internas.

La existencia de más de una posible trayectoria para la transmisión de fuerzas desde el punto de aplicación hasta la base se conoce como condición de hiperestaticidad o redundancia y permite, mediante la existencia segundas y terceras líneas de defensa, una mayor seguridad estructural ante condiciones que, por su naturaleza aleatoria son difíciles de predecir con precisión.

C.2.1.5 Se dan las hipótesis cinemáticas necesarias para un análisis satisfactorio.

Básicamente en cada sistema resistente deben considerarse los desplazamientos horizontales en cada nivel y las rotaciones en cada unión rígida. Los desplazamientos verticales de estas uniones solo deberán tomarse en cuenta en edificios de altura suficiente, en que los efectos de volcamiento producirán fuerzas y deformaciones axiales significativas en las columnas y muros. Se sugiere incluir estos efectos en edificios de más de siete pisos o en aquellos cuya altura exceda tres veces el ancho. Existen programas comerciales para microcomputadoras que incorporan estas hipótesis en sus análisis (eg SUPER-ETABS, Maison y Neuss (1983), Wilso et al (1975)).

- C.2.1.6 Los programas de cómputo anteriormente citados, que son ampliamente utilizados con microcomputadoras para el análisis de edificios, incorporan la hipótesis de que los diafragmas horizontales son infinitamente rígidos en su propio plano. Para que esta hipótesis se cumpla el diafragma debe ser capaz de transmitir las fuerzas desde su punto de aplicación hasta los sistemas resistentes. Obviamente es necesario verificar que la capacidad estructural de estos diafragmas sea mayor a las fuerzas que deben transmitirse.
- C.2.1.7 Los requisitos mencionados en el Artículo 1.1.7 con respecto a la manera en que deben combinarse las cargas en ambas direcciones horizontales tienen poco significado en edificios cuyos sistemas resistentes sean todos paralelos u ortogonales entre sí. En efecto, en este caso, la resistencia en una dirección determinada corresponde a los sistemas resistentes orientados en esa dirección mientras que aquellos ortogonales a la misma tienen una participación despreciable. En consecuencia los momentos flectores en vigas, columnas, muros y placas de fundación, correspondientes a cada una de las direcciones del sismo, pueden ser tratados en forma independiente pues, además de estar en direcciones ortogonales, participan únicamente con un 30% de su valor, por lo que el efecto de interacción biaxial es prácticamente nulo. Más significativo es el efecto de las cargas axiales en columnas, muros y placas de fundación, pues ambos vectores son en igual dirección y por lo tanto se superponen algebraicamente, por lo cual es recomendable considerar las combinaciones más críticas, sobre todo en las esquinas donde la carga axial es significativa en ambas direcciones.
- C.2.1.8 Las escaleras y rampas, cuando se ligan a los dos niveles que comunican, representan un elemento de gran rigidez vinculando ambos niveles y por lo tanto deben ser incluidos como arriostres diagonales en el modelo analítico. La otra opción es desligar la escalera de uno de los niveles para que este efecto no se manifieste.

## REFERENCIAS Capítulo C.2.1

- Clough, R.W y Penzien, J. (1975); “Dynamics of Structures”, Mc Graw Hill, 1975.
- Maison, B. F. y Neuss, C.F. (1983); “SUPER-ETABS, An Enhanced Version of the ETABS Program”, Technical Report to the National Science Foundation; J.G. Bouwkamp Inc.; Berkeley, Enero 1983.
- Nilson, E.L et al (1975); “Three-Dimensional Analysis of Building Systems”, Earthquake Engineering Research Center, Report N° UCB/EERC 75-13, University of California, Berkeley, Abril 1975.
- Rosenblueth, E. (Editor) (1982); “Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos”, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Mexico, 1982.

## Capítulo C.2.2. – SITIOS DE CIMENTACION

C.2.2.1 Es sabido que las características de los movimientos del terreno durante un sismo están influidas por:

- i) Las características de los depósitos del suelo bajo los sitios de cimentación
- ii) La magnitud del sismo
- iii) El mecanismo de origen del sismo
- iv) La distancia desde el lugar donde se origina el temblor al sitio de cimentación y la geología entre los puntos de esa trayectoria.

Existen metodologías para considerar de manera explícita el efecto de las condiciones locales del suelo y una gran mayoría de los códigos sísmicos del mundo incluyen estos efectos de una u otra manera. Para su cuantificación se ha propuesto agrupar las características de los depósitos del suelo en cuatro categorías (Seed e Idiriss, 1982):

- i) Roca
- ii) Depósitos de suelos rígidos, que comprenden suelos no cohesivos o arcillas rígidas de hasta 60 metros de profundidad
- iii) Depósitos profundos de suelos no cohesivos con mas de 75 metros de profundidad.
- iv) Depósitos de rigidez baja o media de arcillas y arenas.

Analizando la forma de los espectros de respuesta de 104 registros agrupados en estos cuatro tipos de suelo se obtuvieron espectros cuyos promedios son claramente diferenciables (Seed, Ugas y Lysmer; 1976). Sin embargo, en el caso de los tres primeros, sus dispersiones, representadas por la banda formada por la media mas-menos una desviación estandar, son mayores que esas diferencias, indicando que las mismas no son tan evidentes como se podría deducir de los promedios (Gutiérrez, 1979).

Por esta razón es frecuente reducir las tres primeras categorías a dos. Una propuesta de Código surgida en los Estados Unidos y que ha tenido mucha influencia dentro y fuera de ese país (ATC, 1978), integra las dos primeras categorías en una sola. En el CSCR-86 se optó por agrupar la segunda y la tercera categoría, obteniéndose la clasificación de Perfiles Rocosos, Perfiles de Suelo Firme y Perfiles de Suelo Blando.

La influencia del sitio de cimentación en el Espectro de Diseño es discutida en el Capítulo C.2.4.

C.2.2.2 El espectro de diseño correspondiente a Perfiles de Suelo Blando produce coeficientes sísmicos mayores para todos los tipos de estructuras en todos los periodos (ver figuras 2.4.1 a 2.4.3 de CSCR-86) por lo que es natural escoger la opción mas conservadora cuando no se tenga certeza sobre la clasificación del sitio de cimentación.

C.2.2.3 La licuación de depósitos saturados de arena durante vibraciones causadas por sismos es una de las causas más dramáticas de daño estructural. Este fenómeno se manifiesta por afloraciones de agua y barro en la superficie, por escorrentia de agua a través de grietas en el terreno o, en algunos casos, por la formación de condiciones de arenas movedizas sobre un area considerable, que puede causar asentamientos o rotaciones excesivos en la fundación.

El artículo 1.1.9 recomienda evitar la construcción de estructuras en sitios con alto riesgo de licuación. El artículo 2.2.3 recoge algunos indicadores de la existencia de ese

riesgo (Veterans Administration, 1973). Para una evaluación más completa conviene referirse a la literatura especializada. Seed e Idriss (1982) presentan una interesante discusión y abundantes referencias sobre este tema.

C.2.2.4 El artículo 1.1.9 también recomienda evitar la construcción de estructuras en sitios con alto riesgo de deslizamientos.

Para evaluar si una pendiente de suelo es estable deberá analizarse esta condición en el momento que el suelo experimenta la aceleración horizontal máxima actuando en el sentido más desfavorable. Para este análisis se utiliza la aceleración máxima,  $a_{max}$ , correspondiente al sitio en consideración, con el Período de Retorno correspondiente. Esta aceleración, conservadoramente, no es afectada por el factor de reducción R del artículo 1.2.1 lo cual es equivalente a suponer que toda la masa experimenta, en un instante dado, la máxima aceleración puntual. Además, esta aceleración se incrementa en un 10%, pues la reflexión de ondas en la superficie inclinada de las laderas amplifica la aceleración con respecto a un sitio de superficie horizontal.

## REFERENCIAS Capítulo C.2.2

- ATC, (1978); “Tentative provisions for the development of Seismic Regulations for Buildings”, Applied Technology Council ATC 3-06, Junio 1978.
- Gutiérrez, J.A. (1979); “Efecto de las Condiciones Locales en la Exitación Sísmica de Estructuras”, Boletín Técnico del IMME, Universidad Central de Venezuela, Año 17, N° 64, Enero-Junio 1979, pp 3-28.
- Seed, H. B. e Idris, I. M. (1982); “Ground Motions and Soil Liquefactions During Earthquakes”, Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- Seed, H. B., Ugas, C. y Lysmer, J., (1976); “Site Dependent Spectra for Earthquake Resistant Design”, Bulletin of The Seismological Society of America, Vol 66, N° 1, Febrero 1976, pp 221-244.
- Veterans Administration (1973); “Earthquake Resistant Design Requeriments for V. A. Hospital Facilities”, Handbook H-08-8, Office of Construction, Veterans Administration Washington DC, Junio 1973.

## Capítulo C.2.3. – CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS

### C.2.3.1 Clasificación según el uso

La mayoría de los Códigos del mundo introducen esta clasificación. El riesgo que la sociedad esta dispuesta a asumir en un estructura determinada dependerá de que el efecto de los daños resultantes del terremoto tengan sobre las personas, las actividades económicas o la organización social.

En el grupo A se agrupan aquellas estructuras que por su importancia o valor deben sufrir un mínimo de daños durante un sismo severo, de manera que puedan prestar servicio inmediatamente después del mismo y conserven en buen estado los equipos y bienesque alberguen.

El grupo B reúne a los edificios de uso normal en los que objetivo fundamental, durante un sismo severo, es evitar el colapso para proteger la vida de sus ocupantes, aunque se acepta un mayor nivel de daños que incluso podría dejar al edificio fuera de funciones por algun tiempo.

El grupo C contiene estructuras cuya falla no pone en peligro a personas ni bienes valiosos.

C.2.3.2 En base a la anterior clasificación se proponen diferentes valores de vida económica útil y probabilidades de excedencia para cada uno de los Grupos A, B o C, con su consiguiente Período de Retorno. Este artículo permite tomar las decisiones implícitas en el artículo 1.2.3 aunque, conforme a los artículo 1.1.1 y 1.1.5, es posible apartarse del mismo y justificar diferentes Períodos de Retorno para casos particulares. Por ejemplo, una estructura que por su importancia pertenece al Grupo A pero que tiene un vida económica útil de quince años (e.g. la estación de bombeo de un oleoducto interoceánico) tendrá, para la misma probabilidad de excedencia de 0.20, un Período de Retorno de 68 años únicamente.

### C.2.3.3 Clasificación según la forma estructural.

Esta clasificación es sumamente importante pues el nivel de fuerzas y desplazamientos van a estar determinados por ella. En general cada edificio posee un sistema resistente, materiales y detalles estructurales que permiten, en base a estudios experimentales de laboratorio y observación del comportamiento durante sismos, asignarle una capacidad de disipar energía y de deformarse más allá del rango elástico.

Esta última propiedad se conoce como ductibilidad y se expresa como el cociente entre el desplazamiento inelástico último y el valor correspondiente al límite elástico. La definición es precisa en modelos elastoplásticos de un grado de libertad (fig C.2.3.1a) pero no lo es para sistemas de N grados de libertad en donde el límite elástico ( , ) tiene poco significado en el comportamiento global de la estructura.

En estos casos conviene pensar en un punto imaginario ( , ) que defina un sistema elastoplástico de un grado de libertad tal que la energía, representada por el área bajo la curva, sea igual a la del diagrama real de fuerza-deformación (fig C.2.3.1b). Se define así

una ductilidad efectiva \_\_\_\_ del diagrama elastoplástico equivalente. (Newmark y Hall, 1982)

El artículo 2.3.3 propone agrupar todos los edificios en cinco Tipos estructurales de acuerdo al amortiguamiento crítico y a la ductilidad esperables. La tabla 2.4.1 del CSCR-86 contiene los valores de ductilidad efectiva y de amortiguamiento asignados a cada Tipo estructural. Entre más alta sea la ductilidad asignada más bajas serán las fuerzas sísmicas que deberá resistir el edificio pero mayores serán los desplazamientos en el rango inelástico y por lo tanto los detalles constructivos y requisitos de diseño e inspección deberán ser más estrictos. La Tabla C.2.3.1 resume los requisitos exigidos a cada uno de los Tipos estructurales. Obsérvese que en los Tipos 1 y 2, se exige regularidad en planta y en altura (ver C.2.3.5 y C.2.3.6) y además que el diafragma horizontal, encargado de distribuir las fuerzas de cada nivel entre los sistemas resistentes, sea rígido a fin de que las cargas sísmicas se distribuyan entre esos sistemas conforme a su rigidez. Los sistemas resistentes (marcos dúctiles para el Tipo 1, marcos dúctiles y muros para el Tipo 2) pueden ser de acero o concreto reforzado únicamente y el diseño estructural (Capítulos 2.11 y 2.13 de CSCR-86) debe satisfacer ciertas condiciones específicas a estos Tipos estructurales.

Los edificios Tipo 3, con una ductilidad de 2, tienen condiciones menos estrictas en la forma estructural (no se exige que sea regulares en la planta ni en la altura), en el tipo de diafragma (puede ser rígido o flexible), en el material (se aceptan, además de acero y concreto, muros de mampostería confinada y marcos rígidos de piso de madera), en el sistema constructivo (se aceptan marcos y muros prefabricados) y en el diseño estructural (Capítulo 2.11, 2.12, 2.13, 2.14 y 2.15 del CSCR-86 contienen disposiciones menos estrictas de diseño para estructuras del Tipo 3 que para aquellas del Tipo 1 o 2). Además, al asignarse una ductilidad mucho menor, los desplazamientos inelásticos de estas estructuras son bastante menores que en los Tipos 1 o 2 (ver Tabla 2.8.1 del CSCR-86).

El Tipo 4 comprende edificios tipo cajón, a base de muros abundantes en ambas direcciones, típicos de edificios de apartamentos. Estos edificios, aun sin contar con una ductilidad significativa (únicamente 1.2), tienen una mayor capacidad de disipación de energía y, por su abundancia de muros, generalmente mantienen sus fuerzas internas y sus desplazamientos en niveles razonables. Prácticamente no hay limitaciones en el material, ni en el tipo de diafragma, aunque las condiciones de diseño contienen algunas recomendaciones específicas.

Finalmente, las estructuras Tipo 5 suponen una ductilidad unitaria (es decir que se mantienen en el rango elástico) y agrupan edificios con una sola línea de defensa, aquellos con materiales o detalles constructivos inadecuados para deformarse inelásticamente y en general cualquier edificio, sistema resistente o material no clasificable en los cuatro grupos anteriores.

C.2.3.4 Es posible, aunque no recomendable, que una misma estructura se clasifique de manera diferente en sus dos direcciones ortogonales. Salvo casos muy evidentes (e.g. una estructura con una sola línea de defensa en una dirección (Tipo 5) y marcos rígidos en la otra), no es conveniente tener esta dualidad y la estructura debiera clasificarse con el Tipo estructural más conservador (el mayor) en ambas direcciones, ya que la mayoría de los elementos resistentes (muros, columnas) participan en mayor o menor grado en cada dirección, por lo que debieran detallarse para niveles de ductilidad similares en ambas direcciones

ortogonales.

Así mismo, no es posible asignar a un edificio un tipo estructural para un conjunto de pisos y otro para los pisos restantes. Por ejemplo, un edificio con muros en sus primeros pisos, que se interrumpen en los pisos superiores, deberá clasificarse con el tipo estructural más conservador en toda su altura pues la ductilidad asignada es una propiedad de todo el sistema estructural como conjunto.

C.2.3.5 Para satisfacer los niveles de ductilidad asignados en la Tabla 2.4.1 del CSCR-86, cada estructura demandará ciertos niveles de ductilidad a sus elementos estructurales. Una buena estructuración es aquella en que la disipación de energía por deformaciones en el rango plástico la realiza la estructura distribuyéndola en muchos elementos estructurales (preferentemente en las vigas cuya función es menos crítica que la de columnas y muros y que, por no tener cargas axiales, poseen mayor ductilidad) en vez de concentrarla en unos pocos elementos que, por consiguiente, tendrán demandas de ductilidad mucho mayores. Este propósito se logra cuando la estructura exhibe una adecuada regularidad en su altura que distribuya adecuadamente la disipación de energía evitando que esta se concentre en un nivel determinado.

La regularidad en altura como condición deseable está presente en ciertos códigos modernos (ATC, 1978), sin embargo estos no contienen una definición precisa que permita decidir sin ambigüedades si una construcción es regular o no. Las cinco condiciones que presenta el código son sencillas de evaluar y permiten clasificar fácilmente a la estructura. Por lo demás, es conveniente que estas condiciones se den en cualquier edificio, por lo que a su vez pueden ser utilizadas como guía para el diseño preliminar o para evaluar un anteproyecto arquitectónico.

Para la condición “c” la hipótesis de que los elementos verticales del piso (columnas y muros) están empotrados en sus extremos superior e inferior simplifica notablemente los cálculos. Esta hipótesis es muy cuestionable, sobre todo en casos de muros de rigidez mucho mayor que la de las vigas de los entrepisos. Sin embargo debe tenerse presente que se trata únicamente de una definición para determinar si un edificio es regular y no de un método de análisis.

La condición “e” requiere que los centros de masa y rigidez (estos últimos calculados con la misma simplificación de suponer que los elementos verticales del piso están empotrados en sus extremos superior e inferior) se mantengan, en una proyección sobre un plano horizontal, relativamente próximos entre sí, es decir que no cambien significativamente de posición de un piso a otro. En el siguiente comentario veremos que es además deseable que, en cada nivel, la distancia entre el centro de masa y el de rigidez sea lo menor posible.

C.2.3.6 Al igual que la regularidad en altura, la regularidad en planta es la condición deseable para garantizar que la disipación de energía, por deformaciones en el rango inelástico, esté bien distribuida entre todos los sistemas resistentes. Cuando un edificio presenta condiciones de irregularidad en planta que producen un acoplamiento significativo entre los desplazamientos laterales y las rotaciones con respecto al eje vertical de sus diafragmas horizontales, algunos de los elementos resistentes deben resistir desplazamientos y fuerzas mucho mayores a las que les correspondería si no se presentara esta condición.

La regularidad en planta también es presentada como deseable en códigos recientes (ATC, 1978), pero estos tampoco indican como puede ser evaluada.

En este artículo se definen dos criterios para cuantificar (Chopra, 1981). El primero es muy conocido y está presente en la mayoría de los códigos sísmicos del mundo, consiste en evaluar la excentricidad en las dos direcciones ortogonales de cada nivel, entendida éste como la distancia entre el centro de rigidez y el centro de masa. Una condición ideal de excentricidad nula garantiza matemáticamente que no existirá acoplamiento lateral-torsional y por el contrario éste será mayor entre más grande sea la excentricidad. La definición de centro de rigidez, con las ecuaciones contenidas en el artículo, solo existe si se mantiene la hipótesis de que el diafragma es infinitamente rígido aun para rotaciones en su propio plano (empotramientos de columnas y muros en sus niveles superior e inferior). De nuevo aquí debe tenerse presente que no se trata de un procedimiento de análisis sino de un método simple para determinar condiciones deseables de regularidad de planta. La derivación de estas ecuaciones se incluye en el Apéndice 3.

El segundo criterio es menos evidente y tiene que ver con el fenómeno de amplificación de la respuesta torsional dinámica con respecto a la estática, que se produce, aun en edificios con excentricidad pequeña, cuando las frecuencias de rotación pura y de traslación pura están muy próximas una de la otra (Jennings et al, 1972; Kan y Chopra, 1977; Cruz, 1978). El Apéndice 3 contiene también la derivación de estas ecuaciones.

C.2.3.7 Este es uno de los pocos casos en que el CSCR-86 impone limitaciones categóricas. Sin embargo la pésima experiencia de muchísimos edificios con grandes excentricidades, ubicados en zonas donde han ocurrido terremotos, hace necesario imponer una restricción a los niveles de excentricidad que se consideran aceptables. No es suficiente con dotar con programas de cómputo que consideren este fenómeno. Si estos programas analizan la estructura en su rango elástico para cargas obtenidas de un espectro de diseño reducido por consideraciones de ductilidad, el comportamiento inelástico puede ser completamente diferente, demandando niveles de ductilidad mucho mayores a los elementos estructurales.

## REFERENCIAS Capítulo C.2.3

- ATC (1978); “Tentative provisions for development of Seismic Regulations for Buildings”, Applied Technology Council ATC 3-06, Junio 1978.
- Chopra, A.K., (1981); “Dynamics of Structures –A Primer” Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, 1981.
- Cruz, M.F., (1978); “Análisis Sísmico de Edificos con Respuesta Acoplada en Torsión”, Informe de Proyecto Final para Graduación, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, noviembre de 1978.
- Jennings, P.C.; Matthiesen, r.b. y Hoerner, J.b., (1972); “Forced Vibration of a Tall Steel-Frame Building”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 1 N° 2, pp 107-132, 1972.
- Kan, C. L. y Chopra, A. K., (1977); “Elastic Earthquake Analysis of Torsionally Coupled Buildings”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 5, N° 4, pp 395-412, 1977.
- Newmark, N. M., (1978); “Earthquake Spectra and Design”, Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, 1982.

## Capítulo C.2.4. – COEFICIENTE SISMICO

C.2.4.1 El Coeficiente Sísmico se deriva a partir de Espectros de Diseño. El uso de este tipo de espectros en los códigos sísmicos es bastante generalizado. En algunos se presenta con ayuda de ecuaciones y en otros, como el CSCR-74 y el CSCR-86, por medio de gráficos.

En el CSCR-86 se supone que el coeficiente sísmico es función de cinco variables fundamentales:

- i) La localización geográfica
- ii) El Período de Retorno asociado con una probabilidad de excedencia y vida útil de la estructura. Para edificios este valor está definido en la tabla del artículo 2.3.2
- iii) El sitio de cimentación, según lo define el Capítulo 2.2.
- iv) La Forma Estructural, es decir la capacidad para disipar energía por amortiguamiento y por deformaciones más allá del rango elástico, según clasificación del artículo 2.3.3 y valores asignados en la Tabla 2.4.1
- v) El Período de la Estructura.

Las dos primeras variables se utilizan para definir una aceleración máxima efectiva

$$a_{\text{efectiva}} = R a_{\text{probable}}$$

con  $R=0.80$  (ver discusión en C.1.2.1) y  $a_{\text{probable}}$  - aceleración máxima probable en el punto geográfico y para el Período de Retorno determinados (ver figuras 1.2.1 a 1.2.4 y Capítulo C.1.2 de estos comentarios).

Las variables tercera y cuarta definen la forma del “Espectro Normalizado de Diseño, también conocido como “Factor de Amplificación Dinámica” (FAD). Esta función, expresada gráficamente, representa un espectro de diseño correspondiente a una aceleración unitaria del terreno por lo que, evidentemente, el producto

$$C = (R a_{\text{probable}}) (\text{FAD})$$

representa el Espectro de Diseño correspondiente a la aceleración efectiva del sitio de la estructura para un Período de Retorno determinado.

El sitio de cimentación incide muy poco en la aceleración máxima probable (Seed e Idriss, 1982). Para aceleraciones pequeñas, del orden de  $.12g$  o menos, los suelos blandos amplifican la aceleración de la roca. En cambio para aceleraciones altas, mayores a  $.12g$  se produce una reducción de la aceleración de la roca, probablemente por plastificación de las capas del suelo. En el CSCR-86 se supuso, conservadoramente, una amplificación de un 20% para las aceleraciones en el suelo blando y se despreció este efecto para los perfiles de suelo firme.

El efecto más significativo de los diferentes perfiles del suelo se da en las velocidades máximas del terreno, las cuales pueden hasta duplicarse en los suelos rígidos y triplicarse en los suelos blandos en comparación con los valores en roca (Seed e Idriss, 1982). Este efecto se manifiesta en los gráficos de FAD en el período a partir del cual la recta horizontal comienza a descender. Por ejemplo en estructuras Tipo 5 este período es de 0.40 segundos en perfil rocoso, 0.50 en suelo firme y 0.60 en suelo blando. En sitios muy blandos, como

los suelos de algunos sitios de México D.F. ese punto puede alcanzar valores de hasta 2.0 segundos. Dado que el FAD desciende muy rápidamente a partir de ese punto, es evidente que el efecto de los perfiles de suelo blando es castigar, con fuerzas sísmicas mucho mayores, a las estructuras relativamente flexibles, es decir de períodos altos. En el mismo ejemplo anterior, un edificio Tipo 5 con un período de 1.0 seg tendrá valores de FAD de .88, 1.15 y 1.65 para perfiles rocosos, de suelo firme y de suelo blando respectivamente. Las fuerzas sísmicas correspondientes estarán pues en relación de 1, 1.31 y 1.88. Por lo contrario, en un edificio más rígido, con un período de .30 seg, las fuerzas sísmicas correspondientes estarán en relación de 1., 1 y de 1.20, originándose éste último valor en la amplificación de la aceleración (que afecta el FAD en todo el rango de períodos) y no en la velocidad.

La derivación de curvas de FAD utilizadas en el CSCR-86 está basada en una metodología propuesta por Newmark (Newmark y Riddell, 1980), quien dedicó considerable atención a este problema (Newmark y Hall, 1982; Newmark et al, 1973; Newmark y Hall, 1978; Newmark y Riddell, 1980). En síntesis el método consiste en desarrollar espectros de respuesta elásticos, para diferentes razones de amortiguamiento crítico e inelásticos, para diferentes coeficientes de ductilidad, de un número elevado de acelerogramas correspondientes a sismos registrados en muy diversas latitudes y condiciones geológicas y de suelos. De un estudio estadístico de estos espectros se obtienen promedios y desviaciones estandar que permiten trazar espectros de diseño para condiciones específicas de aceleración, velocidad y desplazamiento máximos del terreno y para las razones de amortiguamiento crítico y de ductilidad presentes en la estructura.

Todos estos espectros son derivados para sistemas de un grado de libertad. La práctica de utilizarlos para cada uno de los diferentes períodos y modos de oscilación de los sistemas de N grados de libertad no tiene fundamento teórico, salvo para sistemas de ductilidad unitaria, que permanecen en el rango elástico. La justificación para utilizar éste procedimiento en sistemas que excedan el rango elástico, estriba en su sencillez y en que permite diseñar estructuras que se comportan edecuadamente cuando se les estudia analíticamente, utilizando modelos inelásticos más refinados, o experimentalmente, por medio de mesas vibratoras o durante sismos reales.

#### REFERENCIAS Capitulo C.2.4

- Newmark N.m.; Blume, J. A. y Kapur, K. K. (1973); “Seismic Design Spectra for Nuclear Power Plants”, Journal Power Division, ASCE, Vol 99, N° P02, noviembre 1973, pp 287-303.
- Newmark, N. M. y Hall, W. J. (1978); “Development of Criteria for Seismic Review of Selected Nuclear Power Plants”, Nuclear Regulatory Commission Report NUREG/CR-0098, mayo 1978.
- Newmark, N.M. y Hall, W.J. (1982); “Earthquake Spectra and Design”, Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- Newmark, N. M. y Riddell, R. (1980); “Inelastic Spectra for Seismic Design”, Proceedings VII World Conference on Earthquake Engineering, Estambul, Turquía, 1980, Vol 4, pp. 129-136
- Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1982); “Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes”, Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, 1982.

## Capítulo C.2.5. – CARGAS Y FACTORES DE PARTICIPACION

C.2.5.1 Por su propia definición, la probabilidad de que las cargas permanentes estén presentes al momento de ocurrir un sismo, es prácticamente un 100%. Sin embargo, para incluirlas en su totalidad en el cálculo de las fuerzas de inercia debidas a sismo es necesario que, además de estar presentes, se muevan junto con la estructura, es decir, que no tengan movimientos relativos (deslizamientos, vuelcos).

C.2.5.2 Los puntos a y b no requieren comentario. Con respecto al punto c, el suponer que un depósito de líquido se moverá en un 100% junto con la estructura es conservador pues, a menos que el recipiente esté completamente lleno y cubierto con una tapa rígida, el líquido oscilará con respecto a aquel, por lo que solo una parte, denominada masa impulsiva del líquido, debería formar parte de las fuerzas de inercia (ASCE, 1984; Newmark y Rosenblueth, 1971).

C.2.5.3 En virtud de la importancia que la posición del centro de masa tiene en el posible acoplamiento lateral-torsional del edificio para su clasificación como regular en altura y en planta, es necesario calcular con precisión este valor, incluyendo en el mismo la masa tributaria de los elementos verticales. En casos en que haya maquinaria pesada colocada en puntos definidos, o que la carga temporal sea significativa, estos valores también deben ser considerados.

C.2.5.4 Los valores de cargas temporales de tipo gravitacional de la Tabla 2.1 representan cantidades mínimas que deberán ser incrementadas si las condiciones particulares así lo ameritan.

C.2.5.5 Al contrario de las cargas permanentes, la probabilidad de que durante un sismo esta presente el 100% de las cargas temporales es muy baja, puesto que las mismas están definidas para el diseño de partes menores de las estructuras tales como vigas, losas, columnas o muros. Las cargas promedio en un área mayor serán en general menores a los valores especificados. Además, por su propia naturaleza son cargas que no están presentes todo el tiempo en su máxima magnitud, por lo que conviene tomar su promedio en el tiempo como valor probable al momento de un sismo. Finalmente, durante movimientos sísmicos intensos, un porcentaje de la carga temporal existente se deslizará o caerá por lo que no experimentará todas las aceleraciones que ocurran en el nivel en que se encuentren, ni producirá las correspondientes fuerzas de inercia.

Por todas las razones anteriores, se permite reducir la participación de las cargas temporales, para el cálculo de las fuerzas sísmicas, a un 25% en bodegas, a un 15% en edificios e inclusive a cero en azoteas y techos.

C.2.5.6 Las combinaciones de carga en que participa la carga sísmica son condiciones últimas asociadas con el máximo sismo probable durante la vida útil de la estructura. Por consiguiente la carga sísmica no se incrementa por factor de seguridad alguno.

En el caso de diseño con el Método de Resistencia Última estas combinaciones son

$$CU = 0.75(1.4 CP + 1.7 CT) \pm CS = 1.05 CP + 1.27 CT \pm CS$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS$$

Es decir, se supone que la carga permanente tiene una variación de  $\pm 5\%$  que puede considerarse como el efecto de las aceleraciones verticales del sismo. La carga temporal varía desde cero hasta 127% de su valor reflejando su mayor grado de incertidumbre. Así mismo, los efectos de la redundante de la postensión EP se hacen variar  $\pm 10\%$  para considerar su propia incertidumbre.

El diseño con el Método de Esfuerzos de Trabajo es contradictorio en el caso de fuerzas sísmicas pues estas someten la estructura a condiciones últimas. Sin embargo, dado que hay materiales en que por tradición se diseña de esta manera, se mantiene esta posibilidad, pero incrementando los esfuerzos permisibles a cantidades prácticamente iguales a los valores últimos del material. Así, por ejemplo, en acero se incrementan los esfuerzos en un 70% (artículos 2.13.2.2a y 2.13.2.3.a) y en madera, en un 67% (artículo 2.14.2) del CSCR-86.

La combinación

$$CU = 1.1 CP = 1.1 CT \pm CS$$

es diferente a la utilizada en el Método de Resistencia Última pues, para facilitar el cálculo, se consideró conveniente mantener los factores en la misma proporción utilizada en la primera combinación (la que no incluye cargas sísmicas). Una mayor participación de la carga permanente (1.1 en vez de 1.05) compensa en alguna medida la menor participación de la carga temporal (1.1 en vez de 1.28).

C.2.5.7 Los esfuerzos últimos definidos para el diseño estático por carga última se consideran iguales a los esfuerzos últimos asociados con cargas dinámicas. Esto es aproximadamente cierto para los materiales contemplados en el CSCR-86 salvo para madera, en donde estos últimos pueden hasta duplicar a los primeros.

## REFERENCIAS Capitulo C.2.5

- ASCE (1984), “Fluid-Structure Interaction during Seismic Excitation”, a Report by the ASCE Committee on Seismic Analysis of the Committee on Nuclear Structures and Materials of the Structural Division, Publicado por la ASCE, 1984.
- Newmark, N.M. y Rosenblueth, E. (1971); “Fundamentals of Earthquake Engineering”, Prentice Hall, 1971

## Capítulo C.2.8. – DESPLAZAMIENTOS Y DEFORMACIONES.

C.2.8.1 Como hemos comentado en el capítulo C.2.4, el uso del Coeficiente Sísmico para calcular las fuerzas correspondientes a la sollicitación sísmica se basa en la obtención de espectros de respuesta que toman en cuenta la ductilidad y la razón de amortiguamiento del sistema en consideración. Es claro que el análisis elástico para estas fuerzas producirá desplazamientos que corresponderán a los valores de la estructura únicamente cuando ésta se mantenga dentro del rango elástico (ductilidad unitaria). Para sistemas con ductilidad mayor a la unidad el desplazamiento inelástico se obtiene de multiplicar la ductilidad por el desplazamiento elástico (Fig C.2.8.1). Los valores de ductilidad para cada tipo de estructura se expresan como factores de desplazamiento inelástico y se presentan en la Tabla 2.8.1

Ambos desplazamientos, el absoluto \_\_\_ y el relativo al nivel inferior \_\_\_ son importantes y deben ser calculados. El primero tiene relación con efectos de la carga axial (efecto  $P-D$ ) y con impactos de estructuras adyacentes mientras que el segundo se relaciona con deformaciones de entrepiso y daños en los materiales no estructurales.

El cálculo de desplazamientos inelásticos por el procedimiento aquí descrito, aunque estrictamente válido para sistemas de un grado de libertad, produce resultados del lado de la seguridad (mayores a los reales) en edificios de varios pisos (Baeza, 1979; González y Baeza, 1981). La razón es que estos edificios poseen, por normas de diseño mínimo y factores de seguridad, capacidades reales que son mucho mayores a las requeridas por las sollicitaciones sísmicas. En consecuencia, cuando se les estudia con métodos inelásticos, las demandas reales de ductilidad son mucho menores a la ductilidad asignada. Sin embargo no es posible introducir reducciones basadas en esta consideración puesto que tampoco se conoce a priori la sobrecapacidad global que los factores de seguridad proveen a la estructura.

C.2.8.2 Para que el modelo analítico coincida en lo posible con la realidad es necesario garantizar que aquellos elementos de participaciones que se han supuesto desligados de los sistemas resistentes realmente lo estén, para lo cual deberán ser capaces de permitir los desplazamientos relativos \_\_\_ sin interferir con los mismos. Caso contrario deberán ser considerados como elementos estructurales y su participación considerada en el análisis.

C.2.8.3 Los desplazamientos relativos \_\_\_ entre pisos deben limitarse pues los daños son función de estos. Así, para cada Tipo Estructural es posible definir, en base principalmente a criterio profesional y experiencia de laboratorio, que valores son aceptables dentro del nivel de

daños que se está dispuesto a aceptar. Téngase presente que, conforme lo requiere el artículo 2.8.2, los elementos no estructurales se suponen desligados de la estructura, a fin de evitar su interferencia durante estos desplazamientos.

Para los edificios del Grupo A, que deben mantenerse en condiciones de servicio inmediatamente después del sismo, se impone un desplazamiento relativo máximo de un 1% (0.010) de la altura del entrepiso. Esta limitación generalmente obliga el uso de muros o marcos arriostrados como elementos de rigidez para este tipo de estructuras lo cual es una práctica sana.

Las limitaciones por desplazamiento son un asunto de capital importancia en el diseño Sismo-Resistente el cual, tal y como se ha comentado (ver artículo C.1.1.4), es un diseño gobernado por desplazamientos y deformaciones internas más que por fuerzas.

Otro factor que debe tenerse en cuenta en el análisis de desplazamientos son los efectos de segundo orden inducidos por las fuerzas axiales (efecto  $P-\Delta$ ) (Bernal, 1984). Aunque algunos códigos (ATC, 1978) hacen referencia explícita a este factor y presentan recomendaciones para incluir su efecto cuando éste es considerable, la mejor estrategia consiste en limitar los desplazamientos relativos para indirectamente mantener estos efectos dentro de rangos despreciables.

Los valores límites impuestos en la Tabla 2.8.2 del CSCR-86 son valores de consenso producto de la experiencia y el criterio profesional y coinciden con los establecidos en otros códigos de filosofía similar (ATC, 1978; Instituto de Ingeniería, 1977).

- C.2.8.4 La posibilidad de aumentar hasta en un 30% los límites establecidos en la Tabla 2.8.2 para edificios de hasta tres pisos que no pertenezcan al Grupo A ni tengan acabados de comportamiento frágil, se fundamenta en el hecho de que el efecto  $P-\Delta$  es directamente proporcional a la carga axial, la cual es obviamente mucho menor en este tipo de edificios (ATC, 1978).
- C.2.8.5 El impacto entre estructuras adyacentes durante los sismos ha sido señalado como una de las principales causas de daño estructural. En el sismo de México de 1985 este fenómeno se presentó en más de un 40% de las estructuras que colapsaron o sufrieron daños severos (Esteve, 1988). En consecuencia, es necesario garantizar que los edificios podrán experimentar los desplazamientos inelásticos calculados sin golpearse con las estructuras adyacentes. Debe prestarse especial cuidado a evitar la presencia de escombros y otros materiales en estos espacios a fin de garantizar la libertad del movimiento.
- C.2.8.6 Es obvio que para que las juntas de expansión permitan el movimiento libre de los diferentes componentes del edificio, deben construirse con dispositivos o materiales de relleno que no interfieran con el mismo.

## REFERENCIAS Capítulo C.2.8

- ATC (1978); “Tentative provisions for development of Seismic Regulations for Buildings”, Applied Technology Council ATC 3-06, Junio 1978.
- Baeza, C. (1979); “Estudio comparativo entre comportamientos lineal y no lineal de un márco de concreto reforzado sujeto a excitación sísmicas”, Informe de Proyecto final para Graduación, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, 1979.
- Bernal, D. (1984); “Efectos P-D en la Respuesta Sísmica no Lineal”, Memorias 3 Conferencia Latinoamericana de Ingeniería Sismo-Resistente”, Guayaquil, Ecuador, Setiembre de 1984.
- Esteva, L. (1988); “Consecuences, Lessons and Impact on Research and Practice”, Earthquake Spectra, Vol.4, N°3, Agosto 1988, pp 413-426.
- González, R. y Baeza, C. (1981); “Comportamiento lineal y no lineal de un marco de concreto reforzado sujeto a excitaciones sísmicas”, Memorias del Seminario de Ingeniería Estructural-1981 Vol. 1, Octubre 1981, pp 71-83.
- Instituto de Ingeniería (1977); “Manual de Diseño por Sismo”, según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Reporte 404, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, julio 1977.