

NOTA IMPORTANTE:

La entidad sólo puede hacer uso de esta norma para si misma, por lo que este documento NO puede ser reproducido, ni almacenado, ni transmitido, en forma electrónica, fotocopia, grabación o cualquier otra tecnología, fuera de su propio marco.

ININ/ Oficina Nacional de Normalización

CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. REQUISITOS BASICOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION

Earthquake resistant constructions.
Basic requirements for desing and consttuction

Descriptores: Construcción; Protección contra los agentes naturales; Especificación; Diseño.

3. Edición

1999

ICS: 91.080; 91.120.25

REPRODUCCION PROHIBIDA

Oficina Nacional de Normalización (NC) Calle E No. 261 Vedado, Ciudad de La Habana.
Teléf.: 30-0835 Fax: (537) 33-8048 E-mail: ncnorma@ceniai.inf.cu

Prefacio

La Oficina Nacional de Normalización (NC), es el Organismo Nacional de Normalización de la República de Cuba que representa al país ante las Organizaciones Internacionales y Regionales de Normalización.

La preparación de las Normas Cubanas se realiza generalmente a través de los Comités Técnicos de Normalización. La aprobación de las Normas Cubanas es competencia de la Oficina Nacional de Normalización y se basa en evidencias de consenso.

- La aprobación de esta Norma responde a la necesidad de actualizarla con los nuevos adelantos en lo referente al análisis, diseño y construcción de las obras de ingeniería.
- Ha sido elaborada por el Comité Técnico de Normalización NC/CTN N° 38 de Cálculo de Estructuras de Hormigón (CONCEH.) en el que están representadas las siguientes entidades:

Ministerio de la Construcción
Ministerio de la Industria Básica
Ministerio de Educación Superior
Ministerio de las Fuerzas Armadas Revolucionarias
Ministerio del Azúcar
Poder Popular de Ciudad de La Habana
Instituto Superior Politécnico "José A. Echeverría"
Instituto de Investigaciones en Normalización
Oficina Nacional de Normalización

- Sustituye a la NC 53-114: 84
- Las principales modificaciones están relacionadas con lo establecido en los más novedosos documentos nacionales e internacionales.
- Consta de los Anexos A y B, informativos y C, normativo.

© NC, 1999

Todos los derechos reservados. A menos que se especifique, ninguna parte de esta publicación podrá ser reproducida o utilizada por alguna forma o medios electrónicos o mecánicos, incluyendo las fotocopias o microfilmes, sin el permiso previo escrito de:

Oficina Nacional de Normalización (NC).

Calle E No. 261 Ciudad de La Habana, Habana 3. Cuba.

Impreso en Cuba

Indice

Capitulo 1 Objeto	1
Capitulo 2 Referencias normativas.....	1
Capítulo 3 Definiciones	2
Capítulo 4 Zonificación sísmica.....	6
Capitulo 5 Especificaciones generales	10
Capitulo 6 Cálculo de las acciones sísmicas	13
Capitulo 7 Limitación de los desplazamientos laterales.....	35
Capitulo 8 Cimentaciones, muros, taludes y licuación.....	39
Capitulo 9 Instrumentación, remodelaciones, reparaciones y reforzamiento	55
Capitulo 10 Obras viales	58
Capitulo 11 Puentes.....	63
Capitulo 12 Obras hidrotécnicas.	72

ANEXOS

A (Informativo) Bibliografía	87
B (Informativo) Fórmulas para el cálculo aproximado de los periodos y formas de oxilación.....	88
C (Normativo) Cálculo de fuerzas sísmicas.....	94

CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. REQUISITOS BASICOS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION

Capitulo 1 Objeto

Esta norma establece los requisitos básicos para el diseño y construcción de obras sismorresistentes ubicados en zonas de peligro sísmico, incluye tanto las edificaciones como las obras civiles con el propósito de disminuir o mitigar su grado de vulnerabilidad, excepto estructuras especiales tales como plantas nucleares, eléctricas, mecánicas y similares; para tales casos se requieren consideraciones específicas para ellas que estén acordes con lo establecido en esta norma.

Durante los trabajos de diseño y construcción para las obras ubicadas en zonas de peligro sísmico se tendrán en cuenta además los requisitos establecidos para ello en zonas donde el peligro sísmico no se toma en consideración para el diseño.

Para el caso de reparaciones, reforzamiento y remodelaciones de obras se cumplirán los criterios establecidos en esta norma.

Capitulo 2 Referencias normativas

Las siguientes normas contienen disposiciones que al ser citadas en este texto, constituyen disposiciones de esta Norma Cubana. Las ediciones indicadas estaban en vigencia en el momento de esta publicación. Como toda norma está sujeta a revisión se recomienda, a aquellos que realicen acuerdos sobre la base de ellas, que analicen la conveniencia de usar ediciones más recientes de las normas citadas seguidamente. La Oficina Nacional de Normalización posee la información de las Normas Cubanas en vigencia en todo momento.

- NC-53-038:1985 Cargas características de uso en edificios.
- NC-53-039:1989 Cálculo de estructuras de hormigón.
- NC-53-082:1980 Estructuras de hormigón. Cimientos aislados rectangulares Método de cálculo y diseño
- NC-53-094:1983 Cálculo de estructuras de acero.
- NC-53-097:1984 Vasos en masa y armados para columnas prefabricadas métodos de cálculo y diseño.
- NC-53-115:1984 Obras de fabrica. Métodos de calculo.
- NC-53-125:1984 Puentes y alcantarillas. Especificaciones de proyecto y métodos de cálculo.
- NC-53-153:1985 Empujes de suelos. Procedimientos de cálculo.
- NC-53-179:1988 Estructuras de madera. Métodos de cálculo.
- NC-53-114:1984 Construcciones sismorresistentes
- NC-53-002:1986 Carreteras rurales.
- NC-53-172:1987 Explanación en vías férreas.

Capítulo 3 Definiciones

Para los propósitos de esta Norma Cubana, en lo sucesivo norma, se aplicarán las siguientes definiciones:

Acciones sísmicas: Acciones accidentales debidas a la ocurrencia de un sismo, tales como la propagación de ondas, inestabilidad del terreno, desplazamiento de fallas, tsunamis, etc.

Acelerógrafo: Instrumento específicamente diseñado para registrar la historia de las aceleraciones debidas a movimientos fuertes del terreno.

Acelerógrama: Registro de la variación temporal de las aceleraciones en un punto y en una dirección.

Acelerógramas de diseño: Familia de acelerogramas cuyo espectro promedio de respuesta, correspondiente al amortiguamiento seleccionado, es equivalente al espectro de respuesta elástica asociado a los movimientos de diseño.

Acelerómetro: Sismómetro para medir aceleraciones del suelo en función del tiempo

Albañilería armada: Albañilería en la que se ha incorporado armadura de acero de tal manera que ambos materiales actúen conjuntamente para resistir las fuerzas a las que el elemento se encuentra sometido.

Albañilería confinada: Albañilería de ladrillos o bloques, cuyos paños están enmarcados por elementos de hormigón armado, los cuales son fundidos contra el paño de albañilería.

Amortiguamiento: Capacidad de los materiales y sistemas de disipar energía.

Análisis dinámico: Análisis realizado basado en un espectro de diseño tomando en cuenta el período de la estructura y obteniendo la respuesta mediante la combinación de las respuestas de las formas modales.

Análisis estático: Método para estimar el efecto del sismo sobre una estructura. Se basa en representar la acción del sismo con fuerzas horizontales que actúan en los centros de masa de los sistemas de piso.

Análisis modal: Análisis de sistemas elásticos-lineales que se efectúa desacoplando las ecuaciones dinámicas de la estructura, en base a las propiedades de ortogonalidad de los modos de oscilación. La respuesta final se expresa como combinación de los valores correspondientes a cada modo.

Análisis no lineal: Análisis de estructuras con relaciones fuerza-desplazamiento no lineales. Dado que el principio de superposición de fuerza y efectos no es aplicable, no es posible utilizar un análisis modal.

Análisis paso a paso: Análisis dinámico en el que se calcula paso a paso la respuesta de la estructura ante sismos pueden ser eventos reales o simulados.

Apéndices: Componentes arquitectónicos como marquesinas, antepechos y, en general, aquellos elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la construcción como: anuncios, elementos de fachada. Se incluyen también los elementos sujetos a esfuerzos que dependen esencialmente de su propia aceleración como tanques o equipos que transmiten sus propias fuerzas de inercia directamente a las losas.

Atenuación: Reducción en la intensidad de una señal sísmica con la distancia como consecuencia de cambios de geometría y de las características físicas del medio.(absorción)

Basamento rocoso: Roca continua consolidada y/o cementada generalmente del Plioceno o anterior, o roca metamórfica, o roca ígnea, que subyace los depósitos de suelo u otros depósitos superficiales no consolidados.

Capacidad de disipación de energía: Propiedad de disipar energía en el rango de deformaciones no elásticas; se relaciona directamente con la ductilidad.

Cedencia: Condición caracterizada por la plastificación de por lo menos la región más solicitada del sistema resistente a sismos, tal como la formación de la primera rótula plástica en un componente importante del mismo.

Desplazamiento relativo: Diferencia entre el desplazamiento de un nivel dado y el del inmediato inferior.

Ductilidad: Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente (véase: Factor de Ductilidad)

Demanda de ductilidad: Cociente entre el valor máximo del desplazamiento alcanzado por un sistema durante su repuesta y el desplazamiento cedente.

Ductilidad disponible: Demanda de ductilidad que puede aceptar un sistema, asociada a una pequeña probabilidad de ruina.

Ductilidad última: Demanda de ductilidad asociada a una elevada probabilidad de ruina.

Efecto P-Δ: Efecto secundario producido por las cargas axiales y las flechas laterales sobre los momentos flectores en los miembros.

Entrepiso: Conjunto de miembros y elementos que separa un piso de otro en una edificación, que actúa como diafragma y resiste las cargas verticales normales a su plano

Epicentro: Punto de la superficie de la tierra directamente encima del foco (o hipocentro) de un terremoto.

Espectro: Respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período. En los espectros de diseño se incorpora el valor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

Espectro de diseño: Espectros asociados a los mismos de diseño, en los cuales se ha incorporado el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos.

Estructura irregular: La que presenta discontinuidades significativas en su configuración o en su resistencia a las fuerzas horizontales. Las características de irregularidad pueden presentarse en la distribución tanto vertical como en planta de masas, rigideces o resistencias.

Estructura regular: La que no presenta discontinuidades significativas en su configuración vertical o en planta o en su estructura resistente a las fuerzas horizontales.

Excentricidad: Distancia horizontal, en un nivel, desde el centro de rigidez al centro de masa.

Excentricidad accidental: Valor adicional a la excentricidad estática que toma en cuenta los efectos debido a irregularidades en la distribución de las masas y de las rigideces, así como los efectos de la excitación rotacional del terreno.

Excentricidad dinámica: Cociente entre el momento torsor proveniente de un análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, calculado respecto al centro de rigidez, y la fuerza cortante en ese nivel.

Excentricidad estática: Menor distancia entre la línea de acción de la fuerza cortante y el centro de rigidez.

Factor de ampliación dinámica: Cociente entre la excentricidad dinámica y la excentricidad estática. Es la amplificación que experimenta el sistema durante la excitación sísmica, en virtud de sus características dinámicas.

Factor de ductilidad: Valor que describe la ductilidad global esperada del sistema resistente a sismos, el cual cuantifica la relación entre los desplazamientos máximos reales y los desplazamientos calculados suponiendo un comportamiento linealmente elástico de la estructura.

Intensidad: Medida cualitativa o cuantitativa del rigor del movimiento sísmico del terreno en un lugar específico, en términos de una escala tal como la de Intensidades de Mercalli Modificada, la de Intensidades M.S.K. la de Intensidades de Rossi-Forel, la Intensidad de Arias, ó la Aceleración Pico.

Magnitud: Escalar utilizado para medir el tamaño de un sismo independientemente de la distancia de la estación al hipocentro: esta' relacionada a la cantidad de energía liberada en la región focal. La escala más utilizada es la de Richter.

Momento torsor: Suma de los pares torsores en cada nivel por encima del nivel considerado, incluyendo este, mas el momento torsor normal a ese nivel, producto de la fuerza cortante del nivel multiplicada por su excentricidad con respecto al centro de rigidez de ese nivel.

Movimientos de diseño: Movimientos del terreno seleccionados en forma tal que su probabilidad de excedencia sea razonablemente baja durante la vida útil de la estructura y están caracterizados por sus espectros de respuesta

Nivel: Plano horizontal en el cual, para efectos de cálculo, se supone concentrada la masa del entrepiso.

Nivel de ductilidad: Conjunto de prescripciones normativas asociados a un determinado factor de ductilidad que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismo.

Peligro o Amenaza Sísmica: Probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento sísmico con cierta intensidad, en un sitio específico y en un tiempo determinado.

Periodo de retorno: Tiempo medio entre ocurrencias de eventos sísmicos de igual magnitud en una zona sismogeneradora dada.

Pórtico espacial dúctil: Sistema resistente a sismos capaz de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante deformaciones debidas esencialmente a la flexión de sus miembros, con niveles de ductilidad prefijados.

Pórticos diagonalizados: Sistemas tipo celosía vertical o equivalente, dispuestos para resistir las acciones sísmicas y en los cuales los miembros están sometidos principalmente a fuerzas axiales.

Probabilidad de excedencia: Probabilidad de que un nivel específico del movimiento del terreno, o un nivel de efectos económicos o sociales causados por el sismo, sea excedida en un lugar o región durante un lapso de tiempo determinado.

Región confinada: Parte de los elementos de hormigón armado confinada por refuerzo transversal que cumple requisitos especiales.

Respuesta sísmica: Describe la respuesta dinámica de una estructura dada, a acciones de tipo sísmico.

Rigidez de entrepiso: Relación entre la fuerza cortante absorbida por un pórtico, muro o contra-viento en un entrepiso y el desplazamiento relativo entre los dos niveles que lo limitan.

Riesgo sísmico: Probabilidad de exceder un nivel de consecuencias socioeconómicas en un sitio específico, dentro de un tiempo determinado en una zona bajo peligro sísmico y ante la presencia de elementos vulnerables. El riesgo no depende del peligro o amenaza sino de la vulnerabilidad que presentan los elementos sometidos al riesgo.

Rotula plástica: Zona de cedencia que se forma en un componente del sistema resistente a sismos, en la cual pueden ocurrir incrementos importantes en las rotaciones inelásticas alternantes, sin modificaciones significativas del momento actuante, el que es igual al de agotamiento.

Reparación: Intentar devolver a una estructura dañada por un sismo su resistencia original.

Reforzamiento: Aumentar racionalmente la resistencia y/o rigidez de una estructura dañada ó no por un sismo para mejorar su comportamiento ante futuros sismos.

Vida útil: Número de años representativos de la duración económica probable de una edificación.

Vulnerabilidad: Grado de predisposición de estructuras u obras a ser afectadas o susceptibles de sufrir daños y colapsos debido a la acción sísmica.

Zona sísmica: Area geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un período de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.

Capítulo 4 Zonificación sísmica

4.1 Zonas sísmicas

El territorio nacional para fines de aplicación de esta norma se ha dividido en 4 zonas las cuales se indican en los Mapas de Zonificación Sísmica con Fines de Ingeniería según las figuras 4.1 y 4.2. Dichas zonas se describen en 4.1.1 y se le asignan valores de aceleración en fracciones de la gravedad. En la tabla 4.1 se listan las principales localidades ubicadas en las mismas.

El mapa presentado es el resultado de una evaluación cualitativa del peligro sísmico con criterios probabilísticos con la información disponible hasta la fecha.

4.1.1 Descripción de las zonas sísmicas del territorio nacional

Zona 0

De riesgo sísmico muy bajo sin efectos dañinos para las construcciones donde no es necesario tomar medidas sismorresistentes en estructuras y obras. No obstante desde el punto de vista sísmológico, no puede decirse que existe sismicidad nula.

Zona 1

De riesgo sísmico bajo que puede ocasionar daños en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en todas las estructuras y obras en función de la importancia de las mismas. Esta zona se subdivide a la vez en dos zonas: 1A y 1B. Los valores de la aceleración horizontal máxima del terreno para el cálculo **A** serán de 0,075 g para la Zona 1A y de 0,1 g para la zona 1B

Zona 2

De riesgo sísmico moderado que puede ocasionar daños en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en todas las estructuras y obras en función de la importancia de las mismas. Esta zona se subdivide a la vez en dos zonas: 2A y 2b. Los valores de la aceleración horizontal máxima del terreno para el cálculo **A** serán 0,15 g para la Zona 2A y de 0,20 g para la zona 2B

Zona 3

De riesgo sísmico alto que puede ocasionar daños graves en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en las estructuras y obras en función de la importancia de las mismas. la aceleración horizontal máxima del terreno para el cálculo **A** será de 0,30 g

Tabla 4.1 Principales localidades ubicadas en las diferentes zonas sísmicas del territorio nacional

Zonas Sísmicas				
1A	1B	2A	2B	3
Amancio	Cacocún	Baracoa	Alto Songo	Aserradero
Banes	Cauto Embarcadero	Bartolomé Masó	El Caney	Cabañas
Caimito	Cueto	Bayamo	El Cristo	Caletón
Consolación del S.	Guamo Emb.	Bayate	La Maya	El Cobre
Esmeralda	Mayarí	Buey Arriba	Niceto Pérez	Chivirico
Holguín	Sagua de Tánamo	Campecheula	Palma Soriano	Santiago de Cuba
Jobabo	Urbano Noris	Contramaestre	Pilón	Siboney
Las Tunas		Florida	San Luis	Sigua
Mir		Guantánamo	Yerba Guinea	
Nuevitas		Imías		
Punta Brava		Jiguaní		
Releite		Mangos de Baraguá		
Santa Cruz del S		Manzanillo		
San Diego los Baños		Mayarí Arriba		
Velazco		Media Luna		
		Niquero		
		San Antonio del Sur.		
		Yara		

4.2 Movimientos de diseño

Los movimientos de diseño se definen en función de la aceleración máxima de la componente horizontal obtenida para roca a partir de los estimados de peligrosidad sísmica, los valores de aceleración (líneas de isoaceleraciones) se obtuvieron para una probabilidad del 15 % a 10 % de excedencia y 50 años de vida útil correspondiente período de retorno de 475 años.

En obras de gran interés económico o de cierta peligrosidad como centrales nucleares, grandes presas y donde las condiciones sismo-tectónicas sean complejas deben realizarse estudios especiales que serán cumplimentados por el Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas (CENSAIS.)

En la capítulo 6 se dan las fórmulas para determinar las acciones sísmicas para cada zona, las cuales se basan en los movimientos de diseño correspondientes a cada perfil típico del suelo.

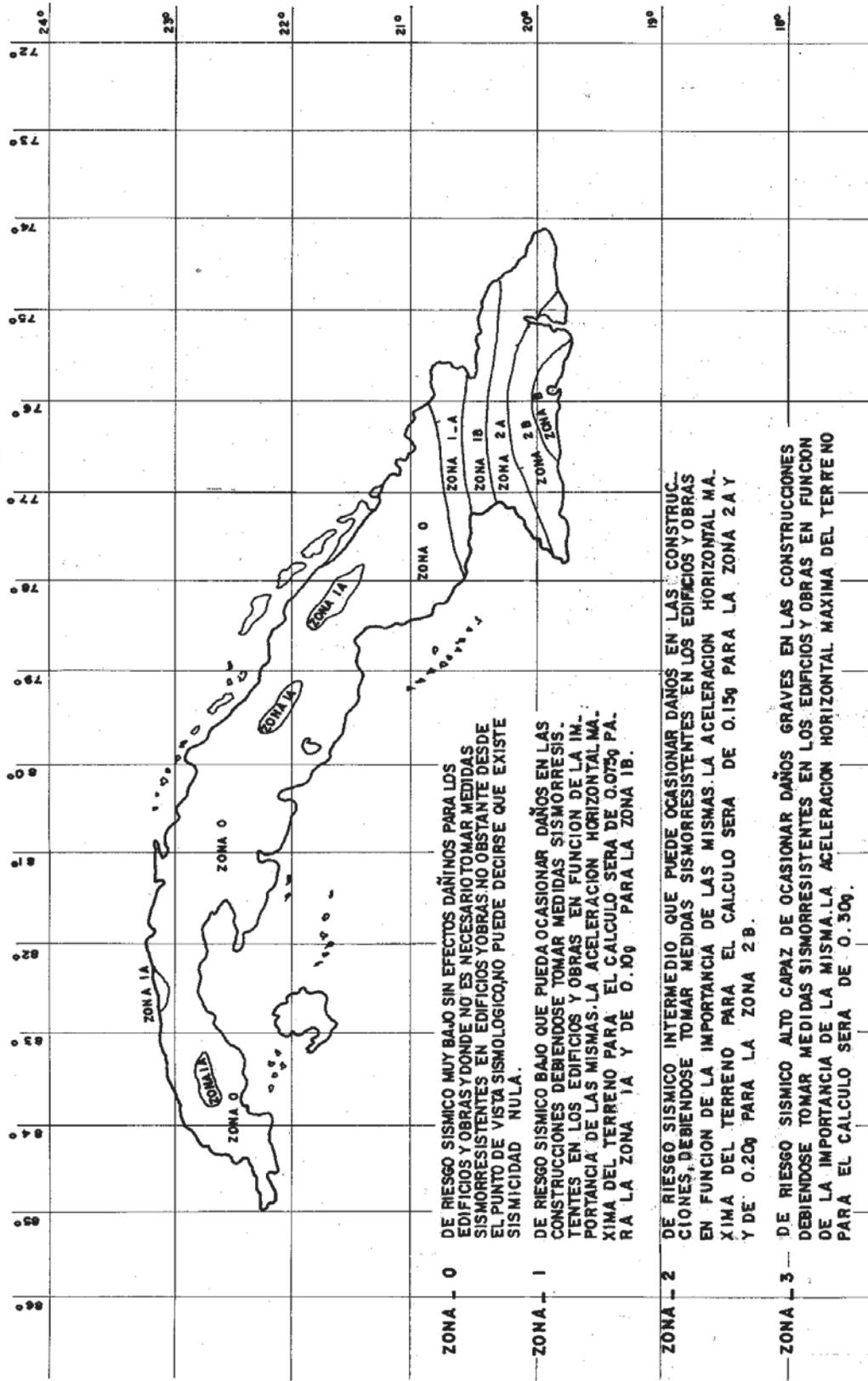


FIG. 4.1 MAPA DE ZONIFICACION SISMICA CON FINES DE INGENIERIA.

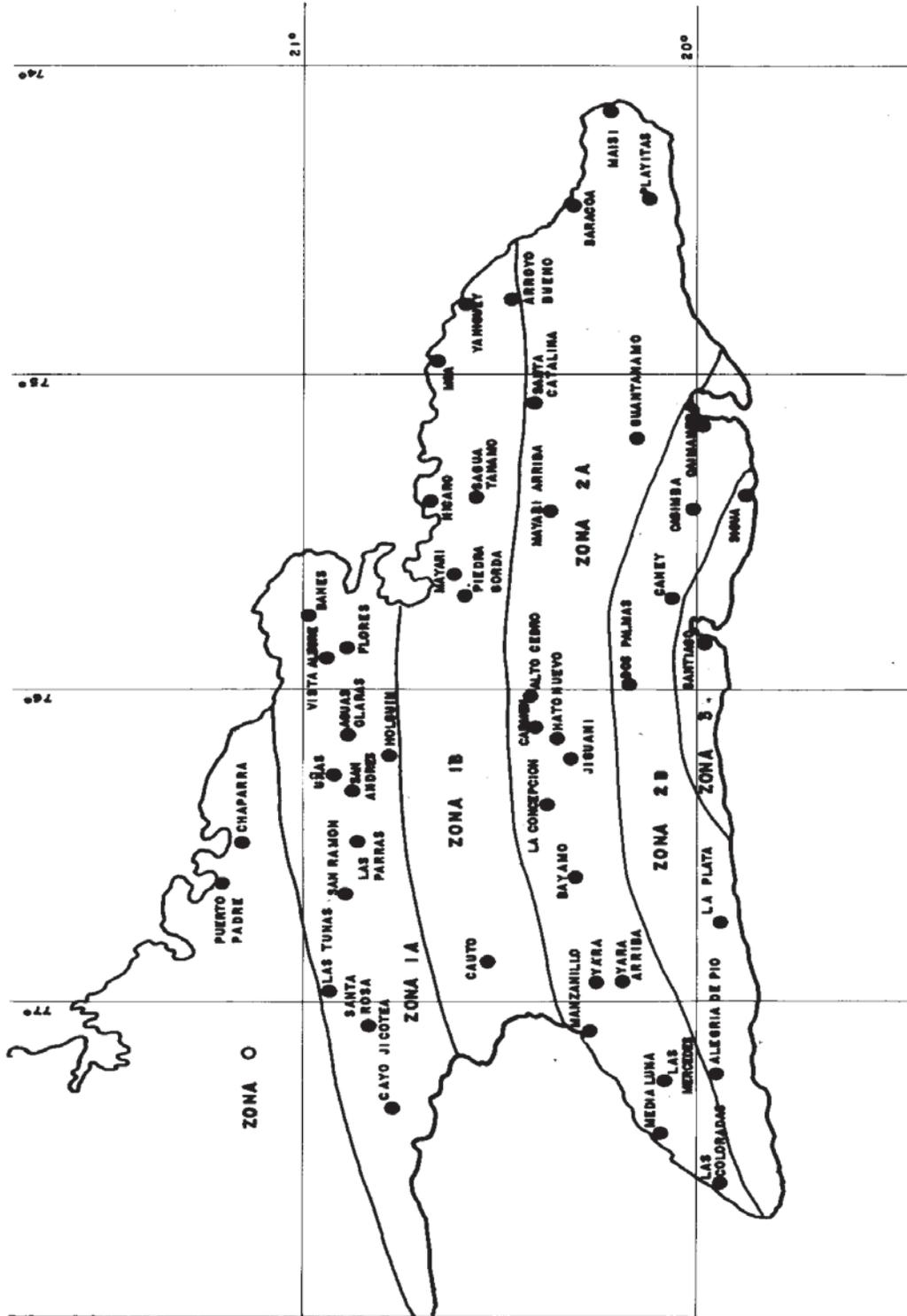


FIG. 4.2 MAPA DE ZONIFICACION SISMICA DE LA PARTE ORIENTAL DE CUBA.

Capítulo 5 Especificaciones generales

5.1 Bases del diseño sismorresistente

La filosofía básica del diseño de estructuras ante los eventos sísmicos es la siguiente:

- a) Proteger la vida de las personas.
- b) Asegurar la continuidad de los servicios vitales.
- c) Minimizar los daños a las construcciones.

Acorde a esta filosofía se establecen los siguientes principios:

- Las estructuras se proyectarán para resistir sismos leves sin daños.
- Las estructuras se proyectarán para resistir sismos moderados, los cuales se espera puedan ocurrir en la zona de ubicación de esta durante su vida de servicio, sin daños estructurales pero con daños económicamente reparables en elementos no estructurales.
- Las estructuras se proyectarán para resistir sismos intensos, los cuales tienen posibilidad de ocurrir en la zona de ubicación de esta, sin colapsar ni causar daños a las vidas humanas aunque con la posibilidad de daño estructurales importantes.

Adicionalmente al diseño y construcción se tomarán las medidas adecuadas para evitar desastres secundarios tales como: fuego, derrame o filtración de materiales peligrosos procedentes de las facilidades industriales o tanques de almacenamiento que sufren averías, escapes de gases por roturas de tuberías y grandes deslizamientos de tierra que pueden ser provocados por el sismo.

5.2 Consideraciones para el diseño sísmico

El diseño de las estructuras se realizará de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- Los edificios y cada una de sus partes deberán ser diseñados y construidos para resistir las solicitaciones sísmicas de cálculo, de acuerdo con el peligro sísmico de la zona, el tipo de perfil del suelo donde estén ubicados y con el tipo, uso e importancia de la obra.
- Se considerará que las fuerzas horizontales del sismo actúan según las dos direcciones principales de la estructura o en las direcciones que resulten más desfavorables. El análisis podrá hacerse independientemente en cada dirección y para el total de las fuerzas sísmicas en cada caso.
- Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez para garantizar la adecuada transmisión de las cargas hasta la cimentación. La cimentación debe diseñarse para los efectos de las cargas y los movimientos sísmicos.

- La distribución en planta de las fuerzas horizontales para el caso de edificaciones que cuenten con diafragmas rígidos al nivel de los pisos, será de acuerdo con las rigideces de los elementos resistentes, debiendo existir compatibilidad entre las deformaciones de esos elementos y la condición de diafragma rígido.
- Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.
- Para los pisos sin diafragmas rígidos los elementos resistentes serán diseñados como mínimo para las fuerzas horizontales que directamente le corresponden en función de la carga vertical que tributa sobre ellos.
- Si los elementos no estructurales pudieran afectar significativamente el comportamiento sísmico de la estructura deberán ser considerados en el análisis, y detallarse en el proyecto el refuerzo y/o anclaje de estos de manera concordante con esta condición.
- Si se considera que los elementos no estructurales no afectarán significativamente el comportamiento sísmico de la estructura deberá detallarse en el proyecto el refuerzo y/o anclaje de éstos de manera concordante con esta condición.
- Los elementos estructurales y no estructurales tales como paredes de hormigón y mampostería deberán ser ancladas a todos los entrepisos y cubiertas, los cuales le proporcionan soporte lateral ante las cargas horizontales que actúan tanto en el plano de la pared como normal a este.
- Cuando al distribuir la fuerza horizontal, un sólo elemento de la estructura, tímpano o pórtico resiste una fuerza del 30 % o más del total de la fuerza horizontal en cualquier nivel, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.
- En el diseño de edificios en donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, debe tenerse en cuenta el efecto adverso que implicaría en la estabilidad del edificio el fallo de uno de los miembros o conexiones.
- En los edificios constituidos por elementos prefabricados se demostrará con evidencia experimental y de análisis, que el sistema propuesto tiene una resistencia y capacidad de trabajo en el rango inelástico igual o mayor a las obtenidas en una estructura monolítica de hormigón armado que cumpla los requisitos dados en 6.2.
- En caso de que no se pueda hacer esta demostración el sistema prefabricado debe diseñarse para las fuerzas sísmicas obtenidas de acuerdo a esta norma usando un coeficiente de reducción por ductilidad, igual a uno y medio ($R_d = 1,5$) tal como se define en 6.4 .
- Los cálculos se harán para el estado límite de resistencia así como para otros estados que se estimen pertinentes. Su diseño debe presentar la rigidez y el arriostramiento requeridos, que garanticen su correcto comportamiento de conjunto.
- La fuerza sísmica vertical se considerará que actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis conforme a 6.3.2.2 .

- No se considerarán actuando simultáneamente las cargas debido al viento y al sismo.

5.3 Concepción estructural sismorresistente

Para un mejor comportamiento sísmico de las edificaciones deben cumplirse las siguientes condiciones:

- ◆ Los edificios deberán tener forma simple, regular y simétrica tanto en planta como en elevación. Por otra parte existirá también simetría en la distribución de masas y rigideces.
- ◆ Los edificios deben tener un sistema completo de resistencia sísmica en dos ejes ortogonales entre sí cuya rigidez lateral será similar (no deben diferir en más de un 25 %) de tal manera que garanticen la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como cada uno de los elementos que la constituyen.
- ◆ El sistema estructural resistente a sismo será continuo y de un alto grado de hiperestaticidad que permitan la redistribución de esfuerzos cuando se alcance la fluencia en los miembros más solicitados.
- ◆ Utilizar relaciones entre las rigideces lineales de columnas y vigas que permitan la disipación de energía en los elementos horizontales reduciendo así las posibilidades de inestabilidad global de la estructura .
- ◆ El sistema resistente a sismo debe concebirse de forma tal que la falla prematura de unos pocos elementos no amenace la estabilidad de la edificación.
- ◆ El sistema estructural resistente a sismo estará dotado de diversas líneas resistentes conectadas por diafragmas rígidos de manera que se dispongan de líneas adicionales de defensa ante el fallo eventual de alguna.
- ◆ Distribución de la rigidez lateral en el perímetro de la planta.
- ◆ Peso mínimo posible, especialmente en los pisos altos.
- ◆ Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- ◆ Continuidad en la estructuración, tanto en planta como en elevación.
- ◆ Ductilidad adecuada como requisito indispensable para un comportamiento satisfactorio.
- ◆ Deformación limitada para evitar daños desproporcionados en los elementos no estructurales y la inestabilidad global de la estructura ante sismos severos.
- ◆ Adecuar la estructuración de la construcción a las condiciones locales basándose en la información sobre las características del suelo.

- ◆ Las características bajo las acciones sísmicas del lugar donde se construirá deben ser evaluadas, se evitarán lugares con alto riesgo sísmico o zonas donde las consecuencias de las acciones sísmicas al ser incorporadas en el diseño de la estructura no resulten económicas.
- ◆ Una buena práctica constructiva y un control riguroso son imprescindibles para asegurar el buen comportamiento ante las sollicitaciones producto de un sismo

5.4 Altura de las edificaciones

A continuación se especifican las alturas de las edificaciones atendiendo a los materiales que constituyen su estructura.

5.4.1 Estructuras de hormigón y acero

Las estructuras de hormigón armado y acero no tendrán limitaciones de altura salvo la exigencia del cumplimiento de las disposiciones pertinentes indicadas en esta norma.

5.4.2 Estructuras de mampostería

Las construcciones de mampostería reforzada o confinada tendrán altura máxima de cinco pisos sin sobrepasar los 16 m de altura.

5.4.3 Estructuras de madera.

Las estructuras de madera tendrán como máximo 2 pisos sin sobrepasar los 7 m de altura.

5.4.4 Estructuras de mampostería no confinadas o de suelo estabilizado

Las construcciones con muros de mampostería no confinada o de suelo estabilizado tendrán solamente un piso y no más de 2,4 m de altura excepto cuando sea necesario un muro con una altura mayor para lograr techos a una o dos aguas, en estos la altura no debe sobrepasar los 3 m .

Capítulo 6 Cálculo de las acciones sísmicas

6.1 Niveles de ductilidad

Los sistemas definidos en esta norma pueden proyectarse de manera que posean diferentes niveles de ductilidad, de acuerdo con la siguiente clasificación:

Nivel de Ductilidad 1 (ND1): Para obtener este nivel no se requiere cumplir con los requisitos sismo resistentes especiales establecidos en las siguientes Normas:

NC-53-038
NC-53-039
NC-53-094
NC-53-097
NC-53-115
NC-53-179.
NC-53-125

Nivel de Ductilidad 2 (ND2): Para obtener este nivel es necesario cumplir con algunos requisitos sismo resistentes especiales establecidos en las Normas Cubanas de Cálculo del grupo 53, los cuales permiten que la estructura pueda incursionar dentro del rango de comportamiento inelástico .

Nivel de Ductilidad 3 (ND3): Para obtener este nivel es necesario adoptar procedimientos especiales tanto en la evaluación de las acciones de proyecto, selección de los materiales, estructuración, dimensionamiento y detalle de armado en los elementos estructurales y sus conexiones de manera que se logre el desarrollo del mecanismo estable seleccionado; que conlleva una gran capacidad de disipación de energía.

Este nivel de diseño requiere cumplir con todos los requisitos sismo resistentes especiales establecidos en la Normas que se mencionan en apartado 6.1 .

Cuanto mayor sea el nivel de ductilidad de un sistema estructural menor será la acción sísmica que debe considerarse en el proyecto. Esta disminución se cuantifica con el Coeficiente de Reducción por Ductilidad R_d (capacidad de disipación de energía).

6.1.1 Niveles de ductilidad requeridos en las zonas sísmicas.

Se utilizara uno de los niveles de diseño ND que aparece indicados en la tabla 6.1 en una misma edificación no se emplearán niveles de diseño distintos.

Tabla 6.1 Niveles de ductilidad ND

Importancia de la Obra	Zona Sísmica		
	1	2	3
1 y 2	ND2 ND3	ND3	ND3
3	ND1 ND2 ND3	ND2 ND3	ND3
4	ND1	ND1	ND2
5	ND1	ND1	ND1

NOTA La Zona Sísmica 1 comprende las zonas 1.A y 1.B, la Zona Sísmica 2 comprende las zonas 2.A y 2.B. La Importancia de la obra aparece en la tabla 6.3 .

6.2 Configuración geométrica del edificio.

Los métodos de análisis estructural permitidos serán diferentes según los edificios sean clasificados en **regulares** o en **irregulares** de acuerdo con las definiciones que se establecen en este capítulo.

Los edificios regulares deben proyectarse de acuerdo con el **Método estático equivalente**, descrito en 6.4; siempre que su altura sea inferior a 80 m y su período fundamental sea inferior a 2 segundos.

Si no se cumplen estas últimas condiciones ó si el edificio debe clasificarse como irregular se utilizará el **Método del análisis modal** descrito en 6.5; a menos que su ubicación en una zona sísmica determinada, importancia y altura permitan que se proyecten con el **Método estático equivalente**.

El edificio será clasificado como **regular** cuando satisface las condiciones de configuración vertical y en planta que se establecen en 6.2.1.

Los edificios destinados a Hospitales siempre clasificarán como regulares.

6.2.1 Configuración en planta.

- ◆ El edificio posee una forma geométrica aproximadamente simétrica en planta con respecto a dos direcciones ortogonales como mínimo, a lo largo de las que se orientan los elementos sismo resistentes. Cuando existan entrantes y salientes, sus dimensiones no serán mayores que el 20 % de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considere el entrante o saliente.
- ◆ En cualquier planta la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez (medida en dirección perpendicular a la acción sísmica), no excede del 15 % del valor del **Radio Elástico**, que se define como la raíz cuadrada del cociente entre el valor de la rigidez a la torsión y la rigidez a la traslación de la planta considerada. Excepto en los edificios destinados a Hospitales donde dicho valor no excederá el 10 %.
- ◆ La relación largo ancho de la planta no será mayor de 3.
- ◆ El diafragma en cualquier piso no presentará aberturas cuya dimensión exceda el 20 % de la dimensión en planta medida paralelamente en la dirección en que se considere la abertura. Las áreas huecas no ocasionarán asimetrías significativas ni diferirán de posición de un piso a otro, el área total de la abertura no excederá en ningún nivel del 20 % del área de la planta.
- ◆ Ningún entrepiso tendrá un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior, ni menor que el 70 % de esta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
- ◆ No existirá discontinuidad en la trayectoria de las fuerzas laterales como elementos fuera del plano de las líneas resistentes.

- ◆ Los elementos correspondientes al sistema resistente a carga vertical se orientarán paralelos y simétricos respecto a las direcciones ortogonales del sistema resistente a carga lateral.

6.2.2 Configuración vertical.

- ◆ La distribución de rigidez y de masa a lo alto del edificio es aproximadamente uniforme. Excepto en los Hospitales donde esta distribución tiene que ser uniforme.
- ◆ En el caso de que exista una reducción gradual de la sección con la altura, la disminución en cualquier planta no será superior al 10 % de la dimensión correspondiente a la dirección de la reducción. Esta condición no será de aplicación obligatoria si la reducción de la planta se produce en el 15 % inferior del edificio.
- ◆ La rigidez lateral del entrepiso no será menor que el 70 % de la rigidez lateral del entrepiso superior o menor que el 80 % del promedio de rigideces de los tres pisos superiores. Excepto en los Hospitales donde siempre la rigidez lateral del entrepiso inferior será mayor o igual que cualquier piso superior.
- ◆ El peso de cualquier piso no será mayor que el del piso inmediato inferior ni menor que el 70 % del peso de este. Se excluye de este último requisito únicamente el último piso de la construcción.
- ◆ La relación de su altura a la dimensión menor de su base no será mayor de 4.
- ◆ Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por vigas o losas planas.
- ◆ La resistencia de cualquier piso será mayor que el 80 % de la resistencia del piso superior. La resistencia del piso es la resistencia de todos los elementos sismo resistentes en los cuales se distribuye el cortante del piso que actúa en esa dirección. Excepto en Hospitales donde la resistencia del piso inferior será siempre mayor o igual que cualquier piso superior.
- ◆ La dimensión horizontal del sistema resistente a fuerzas laterales en cualquier piso no será mayor que el 130 % de la dimensión horizontal del piso adyacente.
- ◆ No existirá discontinuidad en los elementos resistentes a cargas laterales.

6.3 Acciones sísmicas.

6.3.1 Cargas características verticales.

La clasificación de las cargas y los coeficientes de mayoración se tomarán según lo establecido en la norma NC-53-38.

Para edificaciones los valores de la carga sísmica se determinarán con el peso total de la estructura más el peso de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. Debe incluirse además los valores característicos de las cargas temporales afectadas por el coeficiente γ' , según:

Cargas características

	γ'
Carga temporal (CT) de larga duración	0,8
Carga temporal (CT) de corta duración en viviendas	0,5
Carga temporal (CT) de corta duración en Edificios públicos	0,6
Carga temporal (CT) de corta duración en Hospitales	0,7

- ◆ En el caso que las mismas tengan largos períodos de permanencia (por ejemplo: bibliotecas, almacenes, hospitales), se tomará el valor del coeficiente $\gamma' = 1,0$
- ◆ No obstante en la obtención de la carga sísmica, no se tomará en consideración la reducción de la carga temporal por piso.
- ◆ Se deberá considerar el 30 % de la capacidad de carga de las grúas y el peso propio del carro solamente para determinar la fuerza sísmica vertical.

6.3.2 Aplicación de la acción sísmica.**6.3.2.1 Acciones horizontales.**

La componente horizontal del movimiento sísmico deberá aplicarse al edificio en la dirección que produzcan el efecto más desfavorable en cada elemento.

En aquellas edificaciones que posean un eje de simetría estructural, puede suponerse que la acción sísmica actúa separadamente según este eje y también según su dirección ortogonal. Solamente las columnas se diseñarán para una combinación de acciones ortogonales donde actuarán simultáneamente el 100 % de las acciones sísmicas en una dirección y el 30 % de las acciones sísmicas en la dirección perpendicular a esta. En el caso de las columnas de esquina se tomará el 50 %.

6.3.2.2 Acciones verticales.

La componente vertical del movimiento sísmico deberá considerarse en los siguientes casos:

- a) Voladizos y balcones considerando una fuerza sísmica vertical ascendente o descendente en la punta del elemento.
- b) Elementos pretensados horizontales o estructuras con luces mayores o iguales a 20 m considerando una fuerza sísmica vertical ascendente o descendente en el centro del elemento.
- c) Construcciones en arco (con altas compresiones) considerando una fuerza sísmica vertical ascendente o descendente en la clave del arco.
- e) Columnas de hormigón armado y muros tímpanos de cortante sujetos a grandes fuerzas cortantes considerando una fuerza sísmica vertical ascendente o descendente en la superficie de contacto de estos.
- f) Puentes con articulaciones considerando una fuerza sísmica vertical ascendente o descendente en el centro de la articulación.

El valor de la fuerza sísmica vertical se especifica en 6.6 .

6.3.2.3 Acciones simultáneas.

En el cálculo simultáneo de las acciones sísmicas horizontal y vertical, se utilizará como acción resultante la composición vectorial de ambas acciones y se considerará en el diseño de los elementos estructurales en el sentido que resulte más desfavorable.

6.3.2.4 Modelo analítico.

La determinación de los esfuerzos sísmicos en la estructura estará basada en un modelo matemático ideal adecuado para representar su comportamiento real; el modelo deberá tener en cuenta también a todos los elementos no estructurales que pueden influir en la respuesta del sistema resistente principal.

A los efectos de aplicación de esta norma, la determinación de los esfuerzos debidos a las fuerzas de proyecto estará en un modelo elástico y lineal del sistema estructural.

6.4 Análisis estático equivalente.

El análisis estático equivalente puede ser adoptado para aquellos edificios clasificados como regulares de acuerdo con 6.2 siempre que su altura sea inferior a 80 m y su periodo fundamental no sea mayor de 2 segundos. Además podrá adoptarse en los siguientes casos:

- a) Todas las estructuras **regulares** ó **irregulares** en zonas sísmicas 1 y en estructuras de importancia secundaria en zona 2 .
- b) Estructuras irregulares con no más de 5 niveles y 20 m de altura.

La componente horizontal o cortante total en la base debido a la acción sísmica que actúan sobre un edificio se determinará por la fórmula:

$$V = \frac{A I C}{R_d} W \quad (\text{kN}) \quad (5.1)$$

donde:

- A Es la aceleración horizontal máxima del terreno expresada como una fracción de la gravedad correspondiente a una zona sísmica determinada, de acuerdo con la Tabla 6.3 .
- I Es el coeficiente que tiene en cuenta el riesgo sísmico en función de la importancia de la obra, de acuerdo con la tabla 6.4, adimensional.
- R_d Es el coeficiente de reducción por ductilidad que dependerá del sistema estructural utilizado y el nivel de ductilidad de acuerdo con la tabla 6.5, adimensional.
- W Es el peso de la edificación en kilonewton según 6.3.1 .
- C Es el coeficiente sísmico espectral determinado por las siguientes fórmulas:

$$C = 1 + (Fa - 1) \frac{T}{T_1} \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_1 \quad (\text{adimensional}) \quad (6.2)$$

$$C = Fa \quad \text{para } T_1 \leq T \leq T_2 \quad (\text{adimensional}) \quad (6.3)$$

$$C = Fa \left(\frac{T_2}{T} \right)^p \quad \text{para } T > T_2 \quad (\text{adimensional}) \quad (6.4)$$

donde :

F es el coeficiente de amplificación que depende del perfil del suelo, adimensional.

T_1, T_2 son los períodos de esquina del espectro correspondiente en segundos (véase la figura 6.1).

T es el período de la estructura en segundos

p es el exponente que define la rama descendente del espectro en función del perfil del suelo que aparece en la tabla 6.2 .

Tabla 6.2 Exponente de la rama descendente del espectro

Perfil del suelo	Fa	T_1	T_2	p
S1	2,5	0,15	0,4	0,8
S2	2,5	0,15	0,6	0,7
S3	2,0	0,2	1,0	0,6
S4	2,0	0,2	1,5	0,5

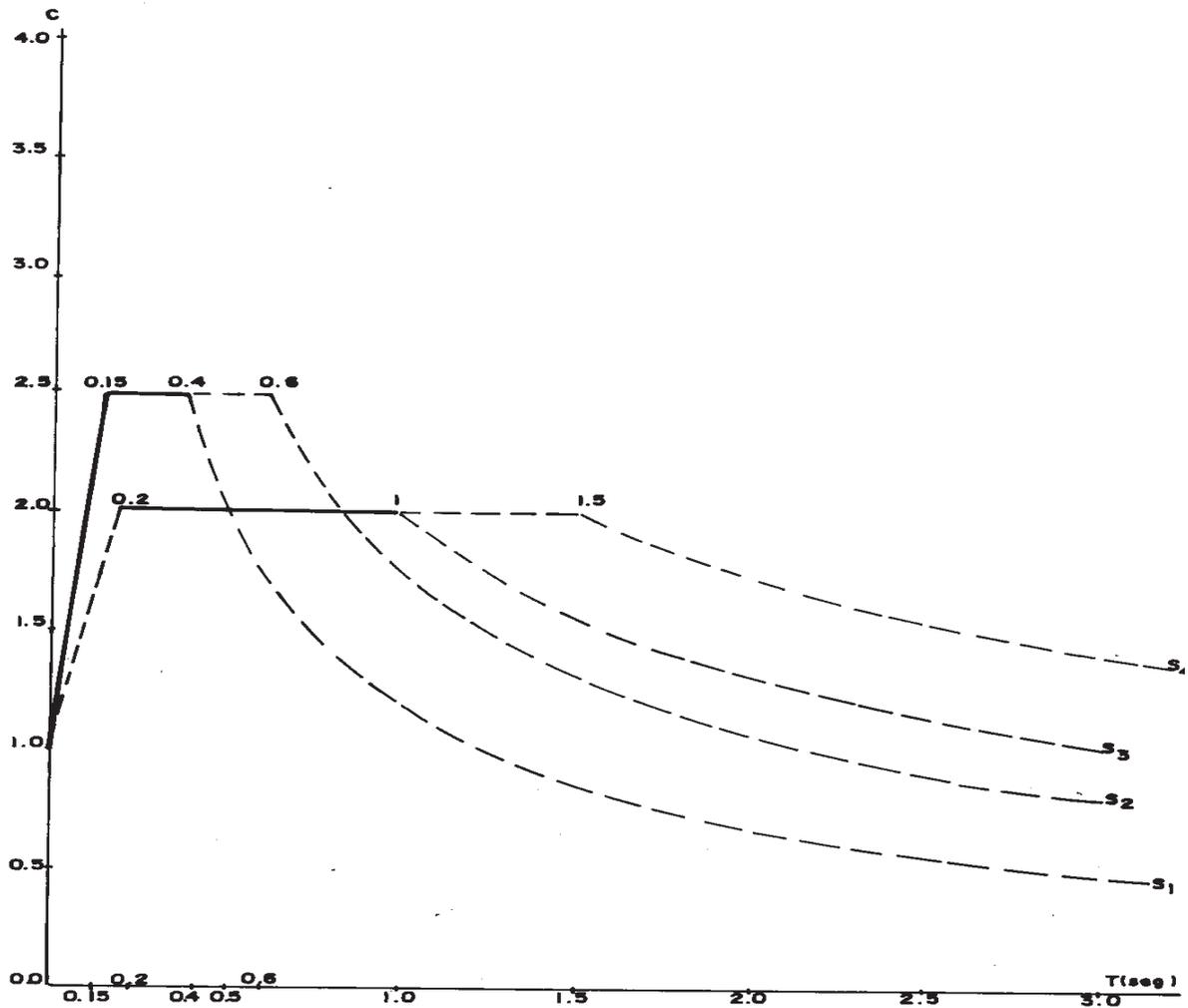


Figura 6.1. Gráfico de espectros de respuesta elástica

NOTAS

- ◆ Para perfiles de suelo S3 y S4 en zonas 3 y 4 el valor de C no será mayor de 2.
- ◆ El valor de C no será menor de 0,45
- ◆ Las características de los perfiles de suelos aparecen en la tabla 6.6 .

TABLA 6.3 Valores de la aceleración horizontal máxima del terreno expresada como una fracción de la gravedad por zonas sísmicas.

ZONA	1A	1B	2A	2B	3
A	0,075	0,10	0,15	0,20	0,3

TABLA 6.4 Coeficiente de importancia características de los edificios y obras según su importancia

CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS Y OBRAS SEGÚN SU IMPORTANCIA	I
<p>1. Edificios y obras de excepcional importancia</p> <p>Las construcciones cuya rotura tengan consecuencias catastróficas tales como las instalaciones termoeléctrica Construcciones relacionadas con sustancias de gran. Toxicidad y similares.</p> <p>2. Edificios y obras de especial importancia.</p> <p>Los edificios cuyas roturas tienen gran trascendencia tales como edificios monumentales, edificios que guardan obras artístico culturales de gran valor y similares.</p> <p>Los edificios y obras cuya indestructibilidad e indispensable para garantizar las medidas mínimas destinadas a erradicar las consecuencias de terremotos intensos tales como hospitales policlínicos y obras relacionadas con la salud así como algunas obras energéticas y similares.</p> <p>Muros de contención grandes que soportan estructuras o obras Importantes o instalaciones, donde la falla podría tener consecuencias desastrosas, tales como destruir instalaciones vitales de servicio o causar pérdidas de vida</p>	<p>Se fijarán por la autoridad competente</p> <p>Mínimo 1,25</p> <p>1,25</p>
<p>3. Edificios y obras de importancia secundaria.</p> <p>Edificios y obras residenciales, escolares, públicas e industriales.</p> <p>Construcciones agropecuarias de larga permanencia del personal.</p> <p>Muros de contención de por lo menos 6 m de altura no ubicados en localidades como las consideradas en el grupo 2, pero donde su reemplazo podría ser difícil o costoso, y donde otras consecuencias podrían ser serias</p>	<p>1,0</p>
<p>4. Edificios y obras de importancia secundaria.</p> <p>Los edificios y obras cuya rotura presente poco peligro para la vida y salud de las personas y ocasionen pequeños daños materiales</p> <p>Edificios industriales de una planta con un número de trabajadores no mayor de 50 y que no contengan instalaciones muy costosas, pequeños talleres y otros.</p> <p>Construcciones agropecuarias de corta permanencia del personal.</p>	<p>0,6</p>
<p>5. Edificios y obras no importantes</p> <p>Los edificios provisionales de bajo costo cuya rotura no presente peligro para la vida y salud de las personas,</p> <p>Estructuras para abrigo provisional de animales.</p> <p>Muros de contención no incluidos en los grupos 2 y 3</p>	<p>No se calculan por sismo</p>

TABLA 6.5 Valores del coeficiente Rd

Tipo	Sistema estructural	ND	Rd
I	Estructuras de hormigón armado cuyos pórticos dúctiles especiales en ambas direcciones (X,Y) resistan el 100 % de la fuerza horizontal considerándose que actúan independientemente de cualquier otro elemento rígido. Estructuras de pórticos de acero	3	6
		2	4,5
		1	2,5
II	Estructuras de hormigón armado con pórticos dúctiles especiales y diafragmas de rigidez espaciales en ambas direcciones (X,Y) diseñados según los siguientes criterios: a) Los pórticos y diafragmas de rigidez resistirán la fuerza considerando la interacción entre pórticos y diafragmas de rigidez. b) los pórticos tendrán una capacidad para resistir no menos del 25% de la fuerza horizontal, actuando independientemente.	3	5
		2	3,75
		1	2
III	Estructuras de hormigón armado constituidas por diafragmas de rigidez ó pórticos diagonalizados que resisten el 100 % de la fuerza horizontal. Estructuras del tipo II cuyos pórticos no tienen capacidad para resistir el 25 % de la fuerza horizontal pero contribuyen a resistir las cargas gravitacionales. Estructuras de madera o acero no incluidos en otros casos	3	4
		2	3
		1	1,5
IV	Estructuras de grandes paneles.	3	4
		2	4
		1	4
V	Estructuras de muros de mampostería reforzada.	3	3,5
		2	3,5
		1	3,5
VI	Estructura de muros de mampostería confinada con refuerzo interior	3	2,5
		2	2,5
		1	2,5
VII	Estructura de muros de mampostería sin confinar, construcciones de adobe y otras no contempladas es esta clasificación. Estructuras que actúan esencialmente como voladizos aislados, libres o articulados en su extremo superior y empotrado en la base que resisten la fuerza lateral con una o varias columnas tales como tanques elevados chimeneas y silos Estructuras que actúan esencialmente como voladizos Estructuras que no posean diafragmas horizontales con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras cuyo sistema sismo resistente consiste en pórticos rígidos formados por elementos prefabricados que no tengan secciones capaces de deformarse inelásticamente en ambas direcciones (X,Y) Otras estructuras no contempladas en esta clasificación.	3	1,5
		2	1,5
		1	1,5

Tabla 6.6 Perfiles del suelo

Perfil tipo	Descripción
S1	<p>Roca de cualquier tipo, sedimentaria o cristalina (este tipo de material puede caracterizarse por una velocidad de propagación de una onda de cortante mayor de 800 m/s).</p> <p>Suelos rígidos de un espesor menor de 60 m hasta la base rocosa, siempre y cuando los estratos superiores estén compuestos por depósitos estables de arenas, gravas o arcillas duras (este material puede caracterizarse por una velocidad de propagación de una onda de cortante entre 450 m/s y 750 m/s).</p> <p>Sus períodos están comprendidos entre 0,3 s y 0,5 s.</p>
S2	<p>Depósitos estables de suelos no cohesivos o arcillas duras cuando su profundidad hasta la base rocosa excede los 60 m y los estratos superiores están compuestos por arenas, gravas o arcillas duras (este material puede caracterizarse por una velocidad de propagación de una onda de cortante entre 240 m/s y 450 m/s).</p> <p>Sus períodos están comprendidos entre 0,5 s y 0,8 s.</p>
S3	<p>Depósitos de arcillas blandas o medias y arenas con espesores de 10 m o más con o sin presencia de capas intermedias de arenas u otra clase de suelos no cohesivos (este material puede caracterizarse por una velocidad de propagación de una onda de cortante menor de 240 m/s).</p> <p>Sus períodos están comprendidos entre 0,8 s y 1,2 s.</p>
S4	<p>Depósitos de arcilla blanda con espesores mayores de 12 m (este material puede caracterizarse por una velocidad de propagación de una onda cortante menor que 150 m/s).</p> <p>Sus períodos serán mayores de 1,2 s.</p>

En aquellas ubicaciones donde la clasificación del perfil del suelo entre dos perfiles tipificados sea dudosa se utilizará aquel que conduzca a las acciones sísmicas más desfavorables para la estructura.

Los suelos que no son potencialmente licuables se clasificarán según la tabla 6.6 quedando excluidos de dicha clasificación los suelos potencialmente licuables.

6.4.2 Período fundamental de vibración del edificio.

El valor del período fundamental de vibración del edificio **T** debe obtenerse a partir de las propiedades del sistema estructural de resistencia sísmica del mismo en la dirección de análisis de acuerdo a los principios de la dinámica estructural, suponiendo que el edificio está empotrado en

la base (ó articulado con vigas de arrostre) y con un comportamiento linealmente elástico de la estructura. El valor de **T** no puede ser mayor de **1,2 Ta** donde **Ta** es el período fundamental de vibración aproximado, en segundos el cual se determina por las siguientes fórmulas:

a) Para estructuras Tipo I

- Pórticos de Acero.

$$T_a = 0,085 h_n^{3/4} \quad (\text{s}) \quad (6.5)$$

- Pórticos de Hormigón y pórticos de acero excéntricamente arriostrados

$$T_a = 0,073 h_n^{3/4} \quad (\text{s}) \quad (6.5a)$$

b) Para estructuras Tipo II, III

$$T_a = \frac{0,09 h_n}{\sqrt{L}} \quad (\text{s}) \quad (6.6)$$

c) Para estructuras Tipo IV, V, VI, VII

$$T_a = \frac{0,05 h_n}{\sqrt{L}} \quad (\text{s}) \quad (5.7)$$

donde:

h_n es la altura del edificio medida desde el nivel de base, hasta el último nivel significativo, en metros.

L es la mayor dimensión de la planta en la dirección analizada, en metros.

Para verificar si el período fundamental de vibración del edificio **T** no es mayor en un 20 % que el período fundamental de vibración aproximado **Ta** recomendamos la siguiente fórmula que introduce las propiedades de la estructura y las características deformacionales de sus elementos resistentes.

$$T = 2 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i}} \quad (\text{s}) \quad (6.8)$$

donde:

W_i es el peso del nivel i en kilonewton según 6.3.1 .

δ_i es el desplazamiento lateral del nivel i producidas por las fuerzas F_i , en metros .

F_i es la fuerza lateral en el nivel i determinada por las fórmulas o mediante una fuerza cortante en la base arbitraria en kilonewton.

g es la aceleración de la gravedad en metros / segundo cuadrado.

6.4.3 Distribución vertical de la fuerza cortante de la base.

La fuerza cortante en la base se distribuirá verticalmente sobre la altura de la estructura mediante la siguiente fórmula:

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (\text{kN}) \quad (6.9)$$

donde:

V es la fuerza cortante en la base, en kilonewton

F_i es la fuerza horizontal que actúa en el nivel i , en kilonewton.

W_i, W_x es el peso del nivel i y el nivel x respectivamente, en kilonewton

h_i, h_x es la altura medida desde la base al nivel i ó x , en metros.

n es el número de niveles.

F_t es la fuerza horizontal adicional concentrada en el último nivel del edificio, en kilonewton y que se determina mediante la siguiente fórmula:

$$F_t = 0,07 T V \quad (\text{kn}) \quad (6.10)$$

donde:

T es el período fundamental de vibración, en segundos.

El valor de F_i no será mayor de **0,25 V** y será nulo cuando el período fundamental de vibración sea menor o igual a 0,7 segundos.

6.4.4 Reducción de plantas.

En la reducción de plantas se considerarán dos casos:

Caso 1

Sí la dimensión en planta no es menor que las 3/4 partes de la dimensión del piso inmediato inferior en la dirección en que se considera el sismo, la fuerza **V** se calculará y distribuirá en altura tal como se especifica en 6.4 .

Igualmente si la base de un edificio con reducciones tiene una altura menor o igual al 30 % de la altura total de la edificación, se considerará que la reducción no modificará la distribución de la fuerza **V** indicada.

Caso 2

Sí la dimensión reducida en planta es menor que las 3/4 partes de la dimensión del piso inmediato inferior en la dirección considerada, se tratará la parte reducida como una torre independiente y se determinará la fuerza cortante que corresponde a la base de la misma, según los siguientes criterios:

- a) Para el caso en que la reducción sea entre el 50 % y 75 % se tratará la parte reducida como una torre independiente determinándose la fuerza cortante que corresponde a la base de la misma multiplicada por un factor de amplificación de 1,25 .
- b) Para el caso en que la reducción sea de más del 50 % se tratará la parte reducida como una torre independiente determinándose la fuerza cortante que corresponde a la base de la misma multiplicada por un factor de amplificación de 1,5 .
- c) Al edificio considerado como un todo y que posee reducciones comprendidas en el caso 2 se le aplicará en la base de la parte reducida la fuerza cortante calculada según lo indicado en este caso, adicionalmente a las fuerzas que se determinan para esta porción inferior según lo indicado en 6.4.3 y 6.4.4 .

6.4.5 Momento de vuelco.

El momento de vuelco para cada pórtico, diafragma o grupo de elementos resistentes a carga lateral en un nivel dado podrá reducirse al multiplicar este por un factor de reducción que se determina por la siguiente fórmula:

$$f_{ri} = 0,8 + 0,2 \frac{h_i}{h_t} \quad (\text{adimensional}) \quad (6.11)$$

donde:

f_{ri} es el factor de reducción del momento de vuelco en el nivel i (adimensional).

h_i es la altura medida desde la base al nivel i , en metros.

h_t es la altura total de la construcción, en metros.

El momento de vuelco reducido no será menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel analizado multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por arriba de dicho nivel.

En péndulos invertidos no se permite reducción del momento de vuelco.

6.5 Método de análisis modal.

6.5.1 Nomenclatura.

La nomenclatura usada en este método de análisis tiene el mismo significado que los términos semejantes utilizados en 6.4, con el subíndice m para indicar el modo correspondiente.

6.5.2 Modelo analítico.

Si el edificio cumple con las especificaciones que le permiten clasificar como **regular** podrá ser analizado por medio de dos modelos planos diferentes, uno para cada dirección ortogonal.

El edificio debe ser modelado como un sistema de masas concentradas en cada nivel, donde cada una de ellas tiene un grado de libertad correspondiente al desplazamiento lateral en la dirección analizada. Para edificios que clasifiquen como **irregulares** el modelo debe ser espacial con un sistema de masas concentradas en cada nivel, donde cada una de ellas tiene tres grados de libertad: dos desplazamientos horizontales ortogonales entre si y una rotación alrededor de un eje vertical. En este último caso debe demostrarse analíticamente que el diafragma es suficientemente rígido en su propio plano para aceptar esta idealización.

6.5.3 Modos de vibración.

En el caso de modelos planos el análisis debe incluir para cada uno de los ejes ortogonales todos los modos de vibración con período de vibración mayores de 0,4 s y como mínimo los tres de período más alto.

Para modelos espaciales el análisis incluirá, para cada dirección de aplicación de la acción sísmica, todos los modos de vibración de período superior a 0,4 s. y como mínimo cuatro modos, dos de ellos fundamentalmente traslacionales y otros dos de ellos con carácter predominantemente rotacional.

Los modos y sus correspondientes períodos de vibración deben calcularse usando los principios de la dinámica estructural para una condición de empotramiento en la base y para las características de masa y rigidez correspondientes al sistema de resistencia sísmica. El modelo utilizado debe ser linealmente elástico.

6.5.4 Fuerza cortante modal en la base.

La fracción del cortante en la base aportada por el modo m se determinará de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$V_m = \frac{A I C_m}{R_d} W_m \quad (\text{kN}) \quad (6.12)$$

donde :

V_m es el cortante modal en la base debido al modo de vibración m , en kilonewton.

C_m es el coeficiente sísmico espectral modal el cual se determinará para cada uno de los modos usando su período de vibración T_m , de acuerdo a las fórmulas 6.2 , 6.3 y 6.4. Donde $T = T_m$, y es adimensional.

W_m es el peso efectivo modal determinado por la siguiente fórmula:

$$W_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^n W_i A_{im} \right)^2}{\sum_{i=1}^n W_i A_{im}^2} \quad (\text{kN}) \quad (6.13)$$

donde :

W_i es el peso del nivel i en kilonewton de acuerdo con 5.3.1 .

A_{im} es la amplitud del desplazamiento del nivel i en el modo de vibración m (coordenada modal del nivel i en el modo de vibración m), es adimensional.

NOTA " A " , " I " y " Rd , tienen el mismo significado que en 6.4

6.5.5 Distribución vertical de la fuerza cortante modal de la base.

La fuerza cortante modal en cualquier nivel debe determinarse de acuerdo a la siguiente formula:

$$F_{im} = N_{im} V_m \quad (\text{kN}) \quad (6.14)$$

donde:

N_{im} es el coeficiente de distribución de la fuerza cortante modal sobre la altura del edificio dado por la siguiente fórmula:

$$N_{im} = \frac{W_i A_{im}}{\sum_{j=1}^n W_j A_{jm}} \quad (\text{adimensional}) \quad (6.15)$$

6.5.6 Valores de diseño.

Los valores de diseño de la fuerza cortante en la base y las fuerzas cortantes en cada nivel se determinarán por la combinación de los respectivos valores modales. La combinación se realizará tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada valor modal según la siguiente fórmula:

$$V_i = \sqrt{\sum_{i=1}^m (V_{im})^2} \quad (\text{kN}) \quad (6.16)$$

donde:

V_{di} es la fuerza cortante de diseño en el nivel i , en kilonewton.

El valor del cortante de diseño en la base V_d resultante de la combinación modal deberá compararse con un valor de cortante V_t calculado según 6.4 con un período $T=1,4 T_a$ si el cortante así calculado resulta mayor que V_d entonces los valores de diseño deberán multiplicarse por el factor V_t / V_d . El valor de V_d no será menor que el mínimo valor del cortante en la base calculado con el mínimo coeficiente sísmico espectral dado 6.4 .

6.6 Componente vertical del movimiento sísmico.

La componente vertical del movimiento sísmico debe tomarse en cuenta en los casos señalados en 6.3.2.2 considerando una fuerza sísmica vertical ascendente o descendente la cual se calculará por la siguiente formula:

$$F_v = 0,75 A I W_p \quad (\text{kN}) \quad (6.17)$$

donde:

F_v es la fuerza sísmica vertical, en kilonewton.

W_p es el peso del elemento, en kilonewton.

NOTA " A " y " I " tienen el mismo significado que en 6.4 .

6.7 Diafragmas.

La deformación en el plano del diafragma no deberá exceder la deformación permisible de los elementos ligados a él. La deformación permisible será aquella que permita que los elementos ligados al diafragma mantengan su integridad estructural bajo sus cargas individuales y continúen soportando las cargas de diseño.

Los diafragmas de pisos y techos serán diseñados para resistir las fuerzas determinadas de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$F_{px} = \left(\frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} \right) W_{px} \quad (\text{kN}) \quad (6.18)$$

donde:

F_{px} es la fuerza en el diafragma del piso x, en kilonewton.

W_{px} es el peso del diafragma del piso x, en kilonewton.

La fuerza determinada por la fórmula 6.18 no deberá exceder de **0,75 A I W_{px}** , pero no será menor de **0.35 A I W_{px}**

NOTA " F_t " , " F_i " , " W_i " , " A " , e " I " tienen el mismo significado que en 6.4 .

Cuando el diafragma es requerido para transferir las fuerzas laterales de los elementos verticales resistentes arriba del diafragma hacia otros elementos verticales resistentes debajo del mismo debido a desplazamientos en la colocación de dichos elementos o a cambios en la rigidez de estos, estas fuerzas serían adicionadas a las determinadas por la fórmula 6.18 .

6.8 Torsión.

Los efectos de la torsión se tomarán en cuenta cuando la estructura posea elementos verticales capaces de transmitirle este efecto a la cimentación siempre que el diafragma horizontal que los une posea la rigidez y resistencia suficiente para asegurar la distribución de las fuerzas horizontales. El diafragma se considerará rígido para el propósito de este párrafo cuando la máxima deformación lateral del diafragma es menor de dos veces el promedio del desplazamiento relativo del piso aso-

ciado. Esto puede ser determinado comparando el valor de la flexión plana del diafragma en su punto medio bajo cargas laterales con el desplazamiento relativo de los elementos verticales adyacentes bajo una carga tributaria lateral equivalente.

Los efectos de la torsión surgen como consecuencia de:

- 1- La no coincidencia entre el centro de masas de cada nivel con su correspondiente centro de rigidez.
- 2- Carácter asincrónico del movimiento sísmico en los diferentes puntos de contacto entre la cimentación de la estructura y el terreno.

La excentricidad de un piso se calcula por las siguientes fórmulas:

$$e = \tau e_1 + e_2 \quad (6.19)$$

$$e = e_1 - e_2 \quad (6.20)$$

donde:

e_1 es la distancia entre el centro de masas y el centro de rigidez del nivel, en metros (medida en la dirección perpendicular a la de la acción sísmica), dicha distancia para estructuras que clasifiquen como regulares no deberá exceder del 15 % del valor del **Radio Elástico**, que se define como la raíz cuadrada del cociente entre el valor de la rigidez torsional y la rigidez traslacional de esa planta.

e_2 es la excentricidad adicional, en metros cuyo valor será igual a **0,05 B** ó **0,075 B**, el primer valor corresponde a una distribución uniforme de rigideces de los elementos verticales y el segundo se utilizarán cuando los muros estén debilitados ó el elemento rigidizador constituya un núcleo central único.

B es la dimensión de la estructura en un plano horizontal perpendicular al sentido de la acción sísmica en metros.

τ es el factor de amplificación dinámica de la estructura, adimensional, cuyos valores serán los siguientes:

1,5 Si los elementos que contribuyen a la rigidez lateral del edificio están ubicados principalmente en el perímetro de la planta.

5 Si los elementos que contribuyen a la rigidez lateral del edificio están concentrado hacia el centro de la planta del mismo

3 En los casos restantes.

El valor de τ puede ser determinado a partir de un análisis que considere las propiedades dinámicas de la estructura.

Para cada piso o nivel se calcularán las fuerzas laterales debidas a la suma del 100 % de los efectos del sismo actuando en la dirección de análisis y el 30 % de los efectos del sismo actuando en la dirección normal a la de análisis y viceversa, tomando el mayor de los resultados.

Toda edificación deberá estructurarse de manera que en cada uno de sus niveles la fuerza que actúa sobre cualquier elemento vertical del sistema resistente a cargas laterales inducidas por el momento torsor, originado por la excentricidad del piso determinada por las fórmulas 6.19 o 6.20, no podrá exceder la fuerza que actúa sobre el mismo como resultado de la distribución de la fuerza cortante.

6.9 Elementos de las estructuras, componentes no estructurales soportados por las mismas.

Las partes y porciones de la estructura; los componentes permanentes no estructurales así como sus anclajes y los anclajes para el equipamiento permanente soportado por la estructura, deberán ser diseñados para resistir la fuerza sísmica total según 6.9.1.

Conjuntamente con los anclajes existirá el requerido arriostramiento. La fricción resultante de las cargas de gravedad no debe ser considerada para proporcionar resistencia a las fuerzas sísmicas.

Cuando la falla estructural del sistema resistente a las fuerzas laterales de equipos no rígidos pudiera causar pérdidas de vidas, tales sistemas deberán ser diseñados para resistir la fuerza sísmica total según 6.9.1. No se incluye el equipamiento cuyo peso sea menor de 2 kN. tales como muebles, adornos o equipamiento móvil temporal.

6.9.1 Fuerza sísmica total.

La fuerza sísmica total se calculará por la siguiente fórmula:

$$F_p = A I C_p W_p \quad (\text{kN}) \quad (6.21)$$

donde:

F_p es la fuerza sísmica total, en kilonewton.

W_p peso del elemento o componente, en kilonewton.

C_p es el coeficiente dado en la tabla 6.7, adimensional.

NOTA " A " e " I ", tienen el mismo significado que en 6.4 .

Excepciones:

1. Para el anclaje de maquinaria y equipamiento requerido para los sistemas de seguridad relacionados con la vida humana, el valor de I será tomado como 1,5 .
2. Para el diseño de tanques y depósitos que contienen suficientes cantidades de sustancias altamente tóxicas o explosivas cuyo derrame o liberación ponga en peligro la seguridad pública o el medio ambiente, el valor de I deberá tomarse igual a 1,5 .
3. El valor de I para los conectores de paneles deberá tomarse igual a 1.

El coeficiente C_p se utiliza para elementos y componentes y para el equipamiento rígido o no. Los equipos rígidamente soportados se definen como aquellos que tienen un período menor o igual que 0,06 s. Los equipos no rígidos o flexiblemente soportados se definen como aquellos que tienen un período mayor de 0,06 s.

La fuerza lateral calculada para los equipos no rígidos o flexiblemente soportados por la estructura y localizados arriba del terreno deberá determinarse considerando las propiedades dinámicas del equipo y la estructura que lo soporta, pero el valor no será menor que el listado en la tabla 6.5 . En ausencia de análisis o datos empíricos, el valor de C_p para equipos flexiblemente soportados, localizados arriba del terreno en la estructura deberá tomarse como dos veces el valor listado en la tabla 6.5 pero no será mayor de 2.

Excepción : Tuberías, conductos, conductos portacables, los cuales son construidos con materiales y conexiones dúctiles podrán usar los valores de C_p de la tabla 6.5 .

Los valores de C_p para elementos, componentes y equipos lateralmente auto soportados ubicados en el terreno pueden ser dos tercios del valor fijado en la tabla 6.5. Sin embargo la fuerza lateral de diseño para un elemento o componente, o pieza de un equipamiento no debe ser menor que la que sería obtenida tratando lo anterior como una estructura independiente y usando un valor de C_p igual a 0,5 .

La fuerza lateral de diseño calculada según la fórmula 6.21 será distribuida en proporción a la distribución de masas del elemento o componente.

Las fuerzas determinadas por la fórmula 6.21 serán usadas para diseñar miembros y conexiones las cuales transferirán estas fuerzas hacia el sistema resistente a cargas laterales.

Las fuerzas deberán ser aplicadas en la dirección horizontal, que produzca la sollicitación más crítica para el diseño, salvo el caso señalado en el punto 1.e de la Tabla 6.7 en el cual la fuerza se aplicará en el sentido vertical ascendente o descendente.

Tabla 6.7 Valores del coeficiente C_p

Descripción	C_p
I. Partes o porciones de la estructura	
1. Paredes incluyendo las siguientes:	
a) Parapetos en voladizo sin arriostrar.	2,00
b) Otras paredes exteriores arriba de la planta baja.	0,75
c) Todas las paredes interiores portantes y no portantes, tabiques	0,75
d) Cercas o vallas de mampostería o hormigón mayor de 1.80 m de altura	0,75
e) Marquesinas, balcones, aleros salientes de techos o cualquier otro voladizo.	0,75
2. Cobertizo (excepto cuando es formado por una extensión del pórtico estructural).	0,75
3. Conexiones de elementos estructurales prefabricados, así como entre estos y otras paredes con la fuerza aplicada en el centro de gravedad.	0,75
4. Entrepisos y techos actuando como diafragmas.	véase 5.7
II. Elementos no estructurales.	
1. Ornamentos y apéndices interiores y exteriores.	2,0
2. Chimeneas, conductos verticales (bajantes), torres armadas y tanques elevados:	
a) Soportados o proyectados como un voladizo no arriostrado sobre el techo mayor que la mitad de su altura total	2,00
b) Todos los demás, incluidos aquellos soportados debajo del techo con Proyecciones no arriostrados sobre él mismo menor que la mitad de su altura, o arriostrados o atirantados al pórtico estructural arriba de sus centros de masas	2,00
3. Señales y carteleras (vallas)	2,00
4. Estantes y anaqueles para almacenamiento (incluyendo el contenido)	
5. Anclajes para cabinas apoyadas sobre el piso y estantes de libros de más de 1.5 m de altura incluyendo su contenido.	0,75
6. Anclajes para cielos rasos suspendidos y accesorios ligeros, otras instalaciones suspendidas tales como conductos de aire acondicionado.	0,75
7. Accesos a sistemas de piso.	0,75
III. Equipamiento.	
1. Tanques y depósitos (incluyendo su contenido) incluyendo el sistema de soporte y anclaje	0,75
2. Equipos eléctricos, mecánicos e instalaciones hidráulicas y sanitarias, y sus conductos asociados conductos y entubación ; maquinarias	0,75

Capítulo 7 Limitación de los desplazamientos laterales.

7.1 Desplazamiento lateral relativo.

El desplazamiento lateral relativo o deriva entre dos niveles consecutivos es la diferencia de los desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos producido por la aplicación sobre la estructura del conjunto de cargas laterales especificadas en 6.4, u obtenido a partir de un análisis modal según 6.5 considerando un comportamiento linealmente elástico de la misma, y se determina por la siguiente fórmula.

$$\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1} \quad (\text{m}) \quad (7.1)$$

donde:

Δ_i = desplazamiento lateral relativo del nivel i , en metros.

δ_i, δ_{i-1} son los desplazamientos laterales en los niveles i e $i-1$, en metros producidos por la aplicación sobre la estructura del conjunto de cargas laterales especificadas en 6.4, u obtenido a partir de un análisis modal según 6.5 considerando un comportamiento elástico de la misma;

Los desplazamientos laterales incluirán las deformaciones por traslación y torsión.

7.2 Desplazamientos laterales relativos permisibles.

Los máximos desplazamientos laterales relativos permisibles entre dos niveles consecutivos cualesquiera, producidos por la aplicación sobre la estructura del conjunto de fuerzas laterales especificadas en 6.4, u obtenido a partir de un análisis modal según 6.5 considerando un comportamiento elástico de la misma, serán los siguientes:

a-). Hospitales.

$$\Delta = 0,01 \frac{h}{R_d} \quad (\text{m}) \quad (7.2)$$

b-) En edificaciones con elementos no estructurales susceptibles a dañarse por deformaciones de la estructura.

$$\Delta = 0,015 \frac{h}{R_d} \quad (\text{m}) \quad (7.3)$$

c-) En edificaciones con elementos no estructurales no susceptibles a dañarse por deformaciones de la estructura.

$$\Delta = 0,020 \frac{h}{R_d} \quad (\text{m}) \quad (7.4)$$

donde:

Δ es el desplazamiento lateral relativo permisible, en metros.

h es la altura del entrepiso considerado en metros.

Si el valor calculado en cualquier caso es mayor que el límite, la estructura debe rigidizarse hasta que cumpla con el límite especificado.

7.3 Desplazamiento lateral máximo.

El desplazamiento lateral máximo que puede esperarse en un edificio o en cualquiera de sus niveles se obtendrá multiplicando el desplazamiento lateral producido por la aplicación sobre la estructura del conjunto de fuerzas laterales especificadas en 6.4 u obtenido a partir de un análisis modal según 6.5 considerando un comportamiento linealmente elástico de la estructura por los valores del factor de reducción por ductilidad **Rd** y se determina por la siguiente fórmula:

$$\delta_{mi} = R_d \delta_i \quad (\text{m}) \quad (7.5)$$

donde:

δ_{mi} es el desplazamiento lateral máximo del nivel i , en metros.

R_d es el coeficiente de reducción por ductilidad, adimensional.

δ_i es el desplazamiento lateral máximo del nivel i , en metros.

7.4 Desplazamiento lateral límite en el tope de cualquier estructura.

El desplazamiento lateral límite en el tope de cualquier estructura producido por la aplicación del conjunto de fuerzas laterales especificadas en 6.4 u obtenido a partir de un análisis modal según 6.5 considerando un comportamiento linealmente elástico de la misma no será mayor de:

$$\ddot{a}_{lim} = \frac{H}{600} \quad (\text{m}) \quad (7.6)$$

donde:

δ_{lim} es el desplazamiento lateral limite en el tope de cualquier estructura, en metros.

H es la altura del edificio en metros.

Si el valor calculado es mayor que le límite, la estructura debe de rigidizarse hasta que cumpla con el límite especificado.

7.5 Efectos de segundo orden P- Δ .

Será necesario considerar los efectos de segundo orden P- Δ en cuanto a momentos y cortantes cuando en cualquier nivel de edificio el valor del índice de estabilidad calculado por la fórmula (7.4) exceda el valor de 0,1

$$\theta_x = \frac{R_d \delta_x \sum_{i=1}^n W_i}{V_x h_x} \quad (\text{adimensional}) \quad (7.7)$$

donde:

θ_x índice de estabilidad en el nivel x.

$\sum_{i=x}^n W_i$ es la carga gravitatoria total por encima del nivel x, en metros

V_x es el cortante de diseño actuante en el nivel x, en kilonewton.

h_x es la altura del entrepiso debajo del nivel x, en m.

δ_x es el desplazamiento lateral relativo del nivel x respecto al inmediato inferior, producido por aplicación sobre la estructura del conjunto de fuerzas horizontales especificadas en 6.4 u obtenido de un análisis modal según 6.5 considerando un comportamiento linealmente elástico de la misma, en metro.

R_d es el coeficiente de reducción por ductilidad.

NOTA El índice de estabilidad no podrá exceder en ningún caso el valor de 0,2

7.6 Incremento de los desplazamientos debido a los efectos de segundo orden P-Δ

Cuando se exceda el límite establecido en 7.3 en algún nivel del edificio la fuerza cortante que actúa en cada uno de dichos niveles quedará incrementada al ser multiplicada por un factor de amplificación que se determina por la siguiente fórmula :

$$A_{di} = \frac{1}{(1 - \theta_i)} \quad (\text{adimensional}) \quad (7.8)$$

donde:

A_{di} es el factor de amplificación de la fuerza cortante debido a los efectos de segundo orden P - Δ en el nivel i

Multiplicado el cortante que actúa en cada nivel por su correspondiente factor de amplificación se recalcularán las otras sollicitaciones que resulten de interés con estos últimos.

7.7 Rotura de cristales.

En las fachadas tanto interiores como exteriores, los cristales de las ventanas se colocarán en los marcos de estas dejando alrededor de cada panel una holgura mínima la cual se calcula por la siguiente fórmula:

$$g = \frac{\Delta}{\left(1 + \frac{a}{b}\right)} \quad (\text{m}) \quad (7.9)$$

donde:

g es la holgura, en metros.

Δ es el desplazamiento lateral relativo, en metros. producido por la aplicación sobre la estructura del conjunto de fuerzas laterales especificadas en 6.4 u obtenido a partir de un análisis modal según 6.5 considerando un comportamiento linealmente elástico de la estructura, entre los extremos del tablero.

a es la altura del tablero, en metros.

b es el ancho del tablero, en metros.

Podrá omitirse esta precaución cuando los marcos de las ventanas estén ligados a la estructura de manera tal que las deformaciones de la misma no les afecte.

7.8 Juntas de separación antisísmicas.

7.8.1 Junta de separación antisísmica mínima por nivel.

La junta de separación mínima en cada nivel de las edificaciones adyacentes no será menor que la suma de los valores absolutos de sus correspondientes desplazamientos laterales máximos ni menor que:

$$J = 5 + 0,5(H - 10) \geq 5 \text{ cm.} \quad (7.10)$$

donde:

j es el ancho de la junta en, cm.

H es la altura del edificio en, metros.

La junta se extenderá en toda la altura de la edificación pudiendo omitirse en la cimentación o en sótanos a no ser que estas juntas separen partes del edificio con forma complicada en planta o cuando dicha junta coincida con la junta de asentamiento.

Las juntas antisísmicas deberán mantenerse libres de manera que permitan el libre movimiento de la edificación.

7.8.2 Juntas de temperatura y asentamiento.

Las juntas de temperatura y las juntas de asentamiento deben cumplir y ser construidas como juntas antisísmicas.

7.8.3 Límites de propiedad.

El edificio se retirará de los límites de propiedad a una distancia igual o mayor a su desplazamiento lateral máximo.

Capítulo 8 Cimentaciones, muros, taludes y licuación.

8.1 Validez y alcance.

Este capítulo incluye los requisitos para el diseño sísmo resistente de la subestructura de edificios y obras, las cuales se consideran formadas por las cimentaciones, sean superficiales o profundas, y por sus respectivos arriostramientos. Además, incluye las especificaciones para los muros de contención, y las correspondientes a los taludes próximos a la misma.

A menos que no resulte modificado por las disposiciones de este capítulo, los elementos estructurales de las cimentaciones y muros serán diseñados siguiendo lo establecido en las normas NC-53-38, NC-53-O82 y NC-53-153.

8.2 Consideraciones generales para el diseño sísmico

EL diseño de la subestructura de edificios y obras sismo resistente se realizará de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- a) El diseño de las cimentaciones deberá hacerse de manera compatible con la distribución de fuerzas obtenidas del análisis de la estructura y todas las otras consideraciones del diseño de esta.
- b) Deberá igualmente haber concordancia entre lo considerado para los giros de los cimientos o deformaciones de las conexiones de los diferentes elementos, y las rigideces consideradas para la distribución de las fuerzas horizontales en la estructura.
- c) Las cimentaciones de una edificación, o de cada una de sus partes, serán preferiblemente de un solo tipo y desplantada a un mismo nivel.
- d) Cuando sea necesario el uso de un sistema de cimentaciones mixto, y/o rigideces muy desiguales, deberá verificarse el comportamiento del conjunto bajo la acción sísmica, utilizando un modelo adecuado para los sistemas de cimentación empleados.
- e) En todo estudio de suelos deberá considerarse los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. Especial atención deberá darse a la posibilidad de licuación o densificación de suelos arenosos susceptibles de licuarse durante un sismo. Deben evitarse el uso de cimentaciones superficiales y de pilotes de fricción en este tipo de suelo.

8.3 Requisitos para el diseño de la subestructura.

8.3.1 Estados limites

En el diseño de toda cimentación se consideran los siguientes estados límites, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

I- De estabilidad (falla)

- a) Flotación.
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación.
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

II- De deformación (servicio)

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel de terreno circundante.
- b) Inclinación media.

c) Deformación diferencial (distorsión).

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límites de estabilidad consistirá en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga bruta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La revisión de la cimentación ante el estado límite por deformación se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 8.1. En caso en que se hallan tomado las precauciones especiales para asegurar que la estructura sea capaz de desarrollar ductilidades en exceso de las requeridas para disipar la acción sísmica, deberán duplicarse dichos límites:

Tabla 8.1 Valores de las deformaciones o desplazamientos límites de las bases de las cimentaciones.

Denominación y características de la edificación	Magnitud de la Deformaciones límites de la cimentación. S1			
	Deformaciones Relativas		Asientos absolutos máximos Medidos en cm.	
	Caso	Valor	Caso	Valor
1- Edificios de varias plantas con estructura reticulada de:				
1.1 Pórticos de hormigón armado sin arriostramiento	Distorsión Angular	0,002	Asiento máximo Absoluto	8
1.2 Pórticos metálicos sin arriostramiento	Distorsión Angular	0,003	Asiento máximo Absoluto	12
1.3 Pórticos de hormigón armado arriostrados	Distorsión Angular	0,001	Asiento máximo Absoluto	8
1.4 Pórticos metálicos arriostrados	Distorsión Angular	0,0015	Asiento máximo Absoluto	12
2- Edificios y estructuras en los que no se producen esfuerzos suplementarios por asientos diferenciales	Distorsión Angular	0,006	Asiento máximo Absoluto	15
3- Edificios de varias plantas con muros de carga de:				
3.1 Grandes paneles	Distorsión Angular	0,008	Asiento medio	10
3.2 Obras de Fábricas de ladrillos o bloque sin armar	Distorsión Angular	0,001	Asiento medio	10
3.3 Obras de Fábricas de ladrillos o bloques y con vigas de unión de hormigón armado	Distorsión Angular	0,0012	Asiento medio	15
3.4 Independientemente del tipo de Fábrica	Inclinación Transversal	0,0025		

Tabla 8.1 (final)

Denominación y características de la edificación	Magnitud de la Deformaciones límites de la cimentación. S1			
	Deformaciones Relativas		Asientos absolutos máximos Medidos en cm.	
	Caso	Valor	Caso	Valor
Estructuras Rígidas Elevadas				
4.1 Estructuras de hormigón armado				
4.1.a. Edificios industriales y silos de estructura monolítica con cimentación por losa	Inclinación Longitudinal y Transversal	0,0015	Asiento Medio	40
4.1.b. Idem de estructura prefabricada	Idem	0,0015	Asiento Medio	30
4.1.c. Edificios industriales aislados.	Inclinación Transversal	0,0015	Asiento Medio	25
	Inclinación Longitudinal	0,002	Asiento Medio	25
4.1.d. Silos aislados con estructura monolítica	Inclinación Transversal y Longitudinal	0,002	Asiento Medio	40
4.1.e. Idem con estructura prefabricada	Idem	0,002	Asiento Medio	30
4.2 Chimeneas de altura H en metros:				
a-) $30 < H \leq 100$	Inclinación	0,005 a 0,0025	Asiento Medio	40
b-) $100 < H \leq 200$	Inclinación	0,0025 a 0,0014	Asiento Medio	30
c-) $200 < H \leq 300$	Inclinación	0,0014 a 0,001	Asiento Medio	20
d-) $H > 300$	Inclinación	<0,001	Asiento Medio	10
4.3 Todas las estructuras elevadas, hasta 100 m de altura	Inclinación	0,004	Asiento Medio	20

8.3.2 Vigas de arriostramiento

Las cimentaciones aisladas con o sin pilotes se enlazarán entre sí en dos direcciones preferiblemente ortogonales, con miembros estructurales capaces de soportar tanto en compresión como en tracción, una fuerza por lo menos igual al 10 % de la mayor carga transmitida por las columnas que enlaza. En el caso usual de vigas de hormigón armado la sección mínima será de 0,30 m x 0,30 m

Para el caso de pilotes deberán preverse vigas de conexión o deberán tenerse en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas solicitaciones.

8.3.3 Pedestales

Las secciones de los pedestales se diseñarán para las solicitaciones resultantes del análisis. En cualquier caso la armadura mínima de los pedestales será la de la columna que soporta.

8.3.4 Superposición de efectos

8.3.4.1 Diseño por estabilidad

Para el diseño por el primer estado límite (estabilidad) se utilizarán las cargas mayoradas, las que se determinan a partir de sus valores característicos aplicándole los coeficientes de cargas que se establece en la NC-53-38 .

Se utilizará la combinación en las que intervienen las cargas permanentes, las temporales de larga duración, las temporales de corta duración que físicamente puedan actuar en conjunto con las cargas especiales (sismo), según las funciones a cumplir por la obra.

8.3.4.2 Diseño por deformación

Para el diseño de las cimentaciones por el segundo estado límite (deformación) se utilizarán los valores característicos de las cargas.

Se considerarán las posibles combinaciones de cargas en las que intervengan las cargas temporales de larga duración.

En los casos de suelos que se consoliden rápidamente ($C_u \geq 1,10$ centímetro cuadrado por año), debe incluirse en la combinación de carga anterior la parte de las cargas temporales de corta duración y la carga de sismo.

8.3.5 Factores de mayoración, minoración y coeficientes de seguridad adicionales.

Los factores de mayoración que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones por el estado límite de estabilidad, serán los que se establecen en la NC-53-38. Para estados límites de deformación el factor de mayoración será unitario en todas las acciones.

Los factores de minoración de resistencia y coeficientes de seguridad adicional que deberán aplicarse a la capacidad de carga de las cimentaciones serán los que brinden las normas que se usen en el diseño.

8.3.6 cimentaciones superficiales.

8.3.6.1 Estado limite de estabilidad (falla).

Para las cimentaciones superficiales se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales:

$$N \leq Q_{bc}$$

donde :

N = carga vertical mayorada resultante de todas las solicitaciones a nivel de desplante.

Q_{bc} = carga bruta de cálculo resistente a la estabilidad.

8.3.6.2 Estado limite de deformación (servicio).

Para garantizar el cumplimiento de este estado límite se debe garantizar la siguiente condición:

$$S_c \leq S_l \quad (\text{cm})$$

donde:

S_c es la deformación calculada (movimiento vertical medio, inclinación media y distorsión), en centímetros

S_l es la deformación o desplazamiento límite que está en función del tipo de obra, en centímetros. En zona sísmica se recomienda tomar los valores planteados en la tabla 8.1 .

8.3.6.3 Cimientos que sostienen elementos estructurales aislados.

En el caso de torres, de muros de contención o de apoyos de puentes, el tamaño puede quedar regido por la seguridad que se requiere contra la ocurrencia de volteo o de deslizamiento de la zapata sobre el suelo. La revisión de estos estados límites es cuestión puramente de equilibrio y se recomienda que se adopte un factor de seguridad de 1,5 para ambos tipo de falla.

8.3.7 Cimentaciones con pilotes

8.3.7.1 Estado limite de estabilidad (falla).

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes, cada pilote del grupo tendrá que cumplir con las siguientes condiciones:

$$N_p \leq 0,75 Q_{vcg} \quad (\text{kN})$$

$$H \leq Q_{hc} \quad (\text{kN})$$

donde:

N_p es la carga vertical sobre un pilote, en kilonewton.

H_p es la carga horizontal sobre un pilote, en kilonewton.

Q_{vcg} es al carga vertical resistente por estabilidad de cálculo del pilote en grupo, en kilonewton.

Q_{hc} es la carga horizontal resistente por estabilidad de cálculo, en kilonewton.

Las solicitaciones transferidas al suelo por los pilotes además de no superar el 75 % de la capacidad portante del suelo calculada bajo condiciones estáticas, no debe generar esfuerzos en la sección de hormigón del fuste que superen el 50 % de la capacidad estructural del pilote.

Si de la superposición de efectos planteada en la sección 8.3.4 da lugar a tracciones en algún pilote, ésta no deberá superar la capacidad estructural del pilote. En pilotes prefabricados construidos por secciones, la tracción no excederá el 75 % de la capacidad de la conexión.

La tracción máxima que resulte no deberá superar el 50 % de la capacidad a tracción del conjunto suelo-pilote.

Cuando la carga lateral es del orden del 10 % o más de la carga vertical se recomienda enterrar la estructura a cierta profundidad para que el empuje pasivo del suelo sobre la parte enterrada equilibre las fuerzas laterales o mediante pilotes inclinados en los que la componente horizontal de la fuerza axial a ellos aplicada equilibra la carga lateral.

8.3.7.2 Estado limite de deformación (servicio).

Al igual que en las cimentaciones superficiales se debe garantizar la siguiente condición:

$$S_c \leq S_l \quad (\text{cm})$$

En el cálculo de la deformación calculada (S_c) se debe tener en cuenta lo siguiente:

- a) Pilotes de fricción. Las deformaciones en este tipo de pilote se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos así como la fricción negativa.
- b) Pilotes de punta. Las deformaciones de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados abajo del nivel de apoyo de las puntas.

8.3.7.3 Armaduras de refuerzo.

Las armaduras de refuerzo de los pilotes deberá cumplir con lo siguiente:

- a) Todos los pilotes perforados estarán armados con refuerzos longitudinales y transversales, en una longitud de por lo menos seis veces el diámetro del pilote, medida a partir del fondo del cabezal, pero en ningún caso menor de 6,0 metros; el refuerzo longitudinal se anclará en el cabezal por prolongación recta, la longitud de anclaje será aquella que permita al refuerzo desarrollar una tensión de 1,25 veces su resistencia de fluencia.
- b) La armadura longitudinal mínima será mayor o igual al 0,5 % del área de la sección transversal del pilote.
- c) La armadura longitudinal máxima será menor o igual al 2,8 % del área de la sección transversal.
- d) La armadura transversal mínima estará constituida por cercos de 10 mm espaciados a 30 cm, salvo en los extremos donde el espaciamiento será de 10 cm distribuida en una longitud de dos veces el diámetro o lado del pilote.
- e) La armadura de tracción será la equivalente al 15 % de la carga vertical que soportan.

8.4 Muros de contención.

Las partes que constituyen los muros de contención y en general las estructuras de contención, excepto los anclajes, se diseñarán para resistir la más exigente de las siguientes combinaciones de carga:

$$U = 1,2 CP + 1,0 CT + 1,0 ED \pm 1,0 CS$$

$$U = 0,9 CP + 1,0 ED \pm 1,0 CS$$

donde:

CP son los efectos debidos a las cargas permanentes exceptuando los empujes del suelo.

CT son los efectos debidos a las cargas temporales exceptuando los empujes del suelo.

ED son los efectos debidos a los empujes del suelo u otro material bajo condiciones dinámicas.

CS son los efectos debidos a la acción del sismo, diferentes del empuje dinámico del suelo pero incluyendo las fuerzas de inercia del muro calculadas con una aceleración igual a 0,6 A I.

El valor de ED se calculará suponiendo que la cuña del terreno por encima de la superficie de deslizamiento, se encuentra en equilibrio bajo la acción de las cargas verticales y de las debidas a una aceleración horizontal igual 0,6 A I.

NOTA "A" e "I" tienen el mismo significado que en 6.4 .

Quando el terreno que soporta el muro de contención es de fuerte pendiente el cálculo de ED es de especial importancia, en este valor se debe incluir la presión hidrostática. Para suelos sin cohesión ED puede calcularse por la siguiente formula.

$$ED = \frac{1}{2} \gamma H^2 K \quad (8.1)$$

El valor de K se calcula por la siguiente fórmula:

$$K = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos\theta \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}\theta \times \text{sen}(\phi - \theta - \omega)}{\cos\theta - \cos\omega}} \right)^2} \quad (8.2)$$

donde:

γ es el peso unitario, en kilonewton por metro cubico

ϕ es el ángulo de fricción interna, en grados

ω es el ángulo del relleno con la horizontal, en grados

θ es la arctg. c

c es el valor que puede tomarse entre 0,09 y 0,18g según la sismicidad de la zona ,adimensional

El mismo valor de K debe aplicarse al cálculo del empuje debido a las sobrecargas.

Para suelos cohesivos, es común el empleo de procedimientos analíticos similares o bien construcciones gráficas.

Cuando el terreno que soporta el muro de contención no tiene pendiente (terrenos horizontales homogéneos) el valor de ED se determina por la siguiente fórmula.

$$ED = \frac{1}{2} \gamma H^2 (0,75 A) \quad (\text{kn}) \quad (8.3)$$

En este caso ED actuará una distancia de 0,6H

El efecto de los empujes activo, pasivo, de reposo, hidrostático, y el de la sobrecarga sobre el muro se calculará según lo establecido en la NC 53-153 .

La verificación de la seguridad contra el deslizamiento y el equilibrio de fuerzas verticales y momento de vuelco, se hará con arreglo al mismo criterio de superposición de efectos dados en la sección 8.3.4 , adicionando el efecto ED definido en la presente sección.

8.5 Taludes

Se evaluará la estabilidad de los taludes próximos a toda edificación en los casos que se indican a continuación:

a) Edificaciones próximas al borde superior del talud:

Cuando algunas de sus cimentaciones o sus partes quede a una distancia del borde superior menor que H ,o a una distancia del pie del talud menor que 2 H.

b) Edificaciones próximas al pie del talud:

Cuando en algunas de sus partes quede a una distancia del pie menor que H, o a una distancia del borde superior menor que 2H.

Donde :

H es la altura del talud y las distancias se miden en dirección horizontal.

8.6 Licuación.

El fenómeno de licuación del suelo se caracteriza por una pérdida de resistencia al corte, ocasionando que las cimentaciones fallen por capacidad de soporte o asentamientos excesivos. Los suelos de gravas o arcillas no son susceptibles a licuarse. Las arenas densas son menos propensas a licuarse que las arenas sueltas, mientras que las arenas depositadas hidráulicamente son prácticamente vulnerables debido a su uniformidad. La licuación puede ocurrir a cierta profundidad, causando un flujo ascendente del agua. Aunque este flujo no pueda causar licuación en los estratos superiores, es posible que la presión hidrodinámica pueda reducir las presiones de contacto admisibles en la superficie.

Cuando se trate de estructuras ubicadas en zonas sísmicas 1, 2, ó 3 y donde el suelo presente capas de espesor significativos formadas por arenas o arenas limosas poco densa debajo del nivel freático, en los primeros 20 metros del depósito, se evaluará el potencial de licuación.

Sí existe el peligro de licuación, se impone el uso de cimentaciones profundas o pilotes para evitar asentamiento o fallas en la cimentación, durante un sismo. Las cimentaciones profundas o pilotes deben atravesar la zona potencialmente licuable y deben poseer longitudes suficientes para extenderse dentro de un estrato estable.

Se recomienda que las capas de suelos potencialmente licuables no sean usadas directamente como capas de soporte, a menos que sean debidamente densificadas o tratadas para minimizar dicho potencial.

8.6.1 Evaluación del potencial de licuación.

Una rápida evaluación de la posibilidad de licuación puede ser hecha en función de la distancia epicentral (Km) y la magnitud del sismo (Escala de Richter); si la magnitud y la distancia para un lugar determinado se ubican sobre o por encima de la línea que parece en la figura 8.1, entonces el potencial licuación existe y una evaluación de los depósitos del suelo es requerida.

Cuando se trate de edificaciones y obras ubicadas en zonas sísmicas 2, 3 y 4 y donde el suelo presente capas de espesor significativo formadas por arenas o arenas limosas saturadas, el potencial de licuación se evaluará en base a tres criterios que lo relacionan con la densidad relativa (D_r), con la resistencia a la penetración ($N = \text{golpes} / 30\text{cm}$), y con la distribución del tamaño de las partículas. En caso de que los resultados sean contradictorios en un lugar determinado debe ser consultado un especialista en la materia.

A continuación se exponen los tres criterios de evaluación del potencial de licuación:

Criterio 1

Este criterio relaciona el potencial de licuación del suelo con la densidad relativa del suelo (D_r) el cual aparece en la siguiente tabla:

Tabla 8.2
Potencial de licuación en relación con la densidad relativa del suelo D_r .

Máxima aceleración en la superficie del terreno	Licuación muy Probable	Licuación depende del Tipo de suelo y de la magnitud de sismo	Licuación muy probable.
0,10 g	$D_r < 33 \%$	$33\% < D_r < 54\%$	$D_r > 54\%$
0,15 g	$D_r < 48 \%$	$48\% < D_r < 73\%$	$D_r > 73\%$
0,20 g	$D_r < 60 \%$	$60\% < D_r < 85\%$	$D_r > 85\%$
0,25 g	$D_r < 70 \%$	$70\% < D_r < 92\%$	$D_r > 92\%$

Criterio 2

Este criterio relaciona el potencial de licuación del suelo con los valores de resistencia normal de penetración, por encima de los cuales es poco probable que ocurra licuación bajo cualquier condición, estos valores pueden determinarse por la figura 8.2 .

Criterio 3

Este criterio relaciona el potencial de licuación con el tamaño de las partículas y puede determinarse mediante la figura 8.3

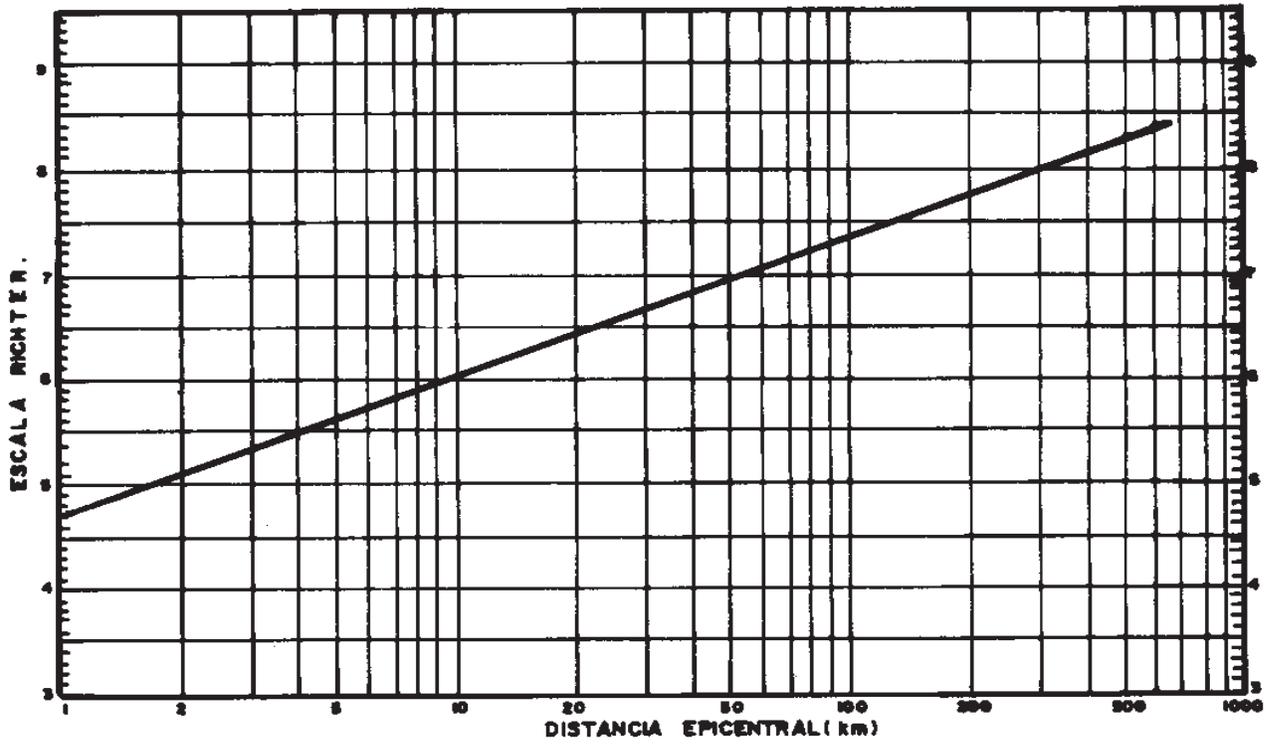


Figura 8.1 Potencial sísmico en el lugar versus ocurrencia de licuación

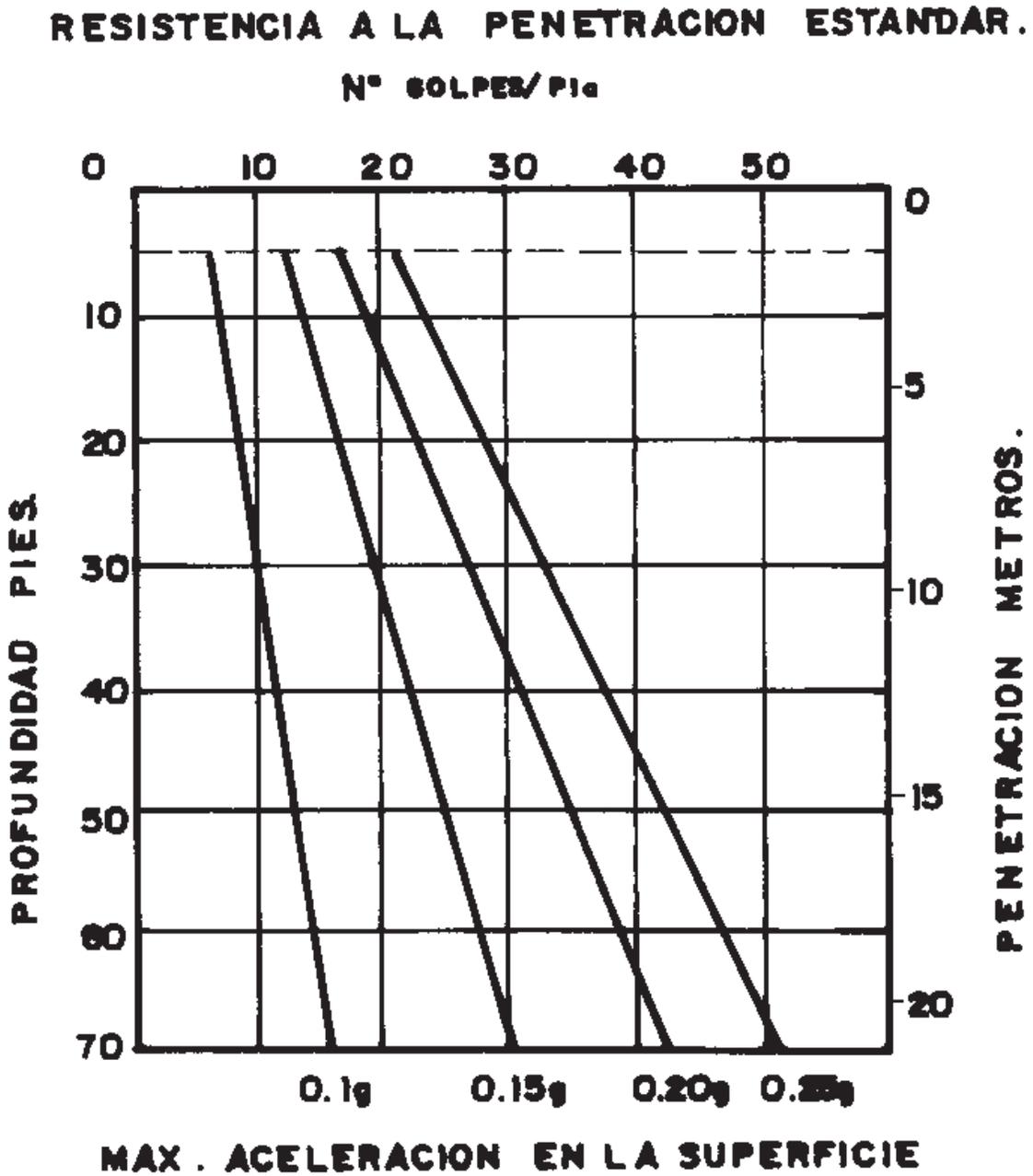


Figura 8.2 Valores de resistencia normal de penetración por encima de los cuales es poco probable que ocurra licuación bajo cualquier condición

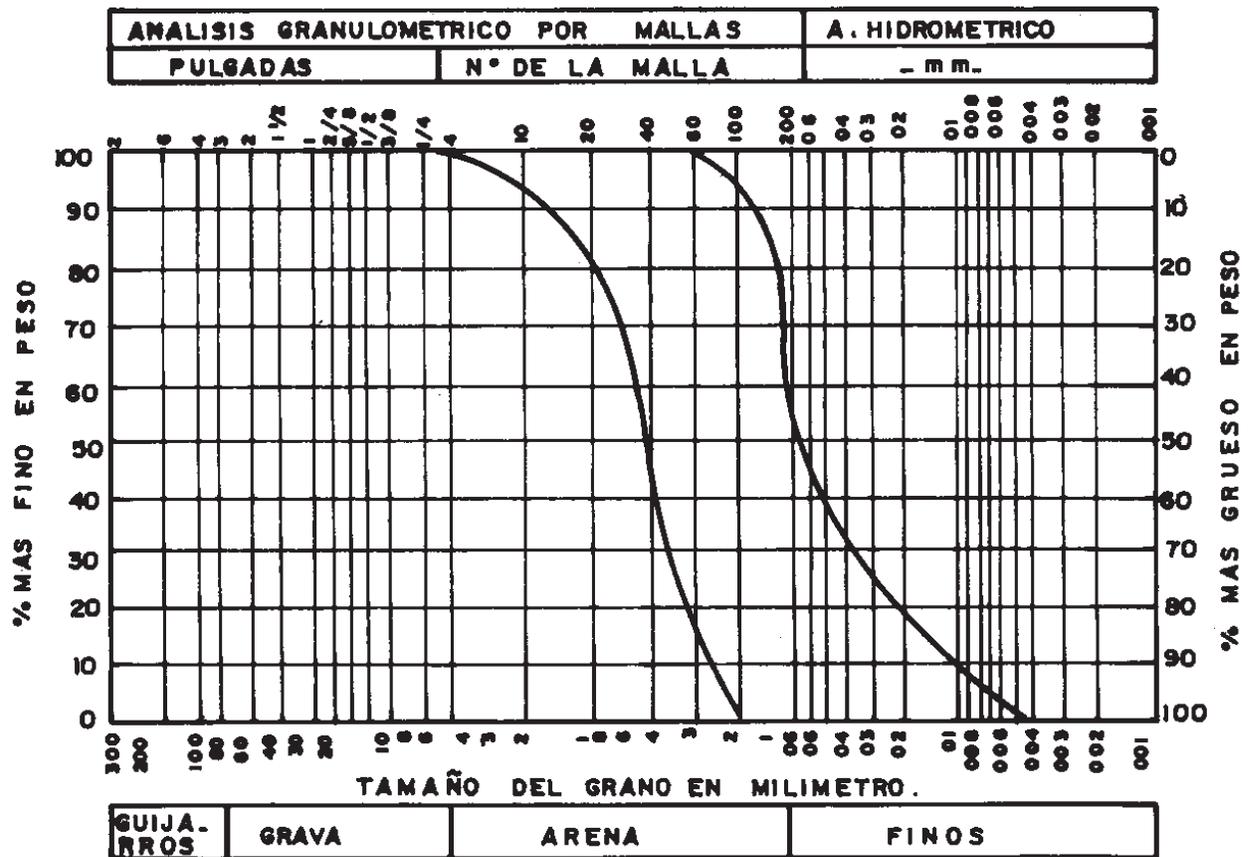


Figura 8.3 Potencial de licuación relacionado con el tamaño de la partícula

Capítulo 9 Instrumentación, remodelaciones, reparaciones y reforzamiento

9.1 Instrumentación.

Será obligatorio adquirir por cuenta del propietario el número de instrumentos necesarios para registrar adecuadamente tanto la excitación sísmica como la respuesta dinámica de la estructura, para lo cual se instalarán como mínimo dos acelerógrafos para movimientos fuertes en los siguientes casos:

- a) En todo edificio de más de 25 pisos
- b) Para edificios de las categorías A y B en los casos en que se tenga un área techada superior a los 10 000 m².
- c) Para toda edificación sobre los 15 000 m² y de menos de 25 pisos.

Los acelerógrafos serán ubicados, uno en el nivel más bajo del edificio y otro a 2/3 de la altura del edificio salvo otra indicación del proyectista, lo más cerca posible de los centros de masas. A tal efecto, los proyectos deberán prever los espacios requeridos para estos instrumentos.

Además la autoridad competente correspondiente tendrá el derecho de exigir la instalación de acelerógrafos en cualquier edificación donde lo estime pertinente, con independencia de la zona sísmica.

Cuando se trate de edificaciones de carácter repetitivo, se deberá instrumentar con los mismos criterios anteriores, una muestra representativa no menor de una unidad por cada perfil típico del subsuelo de cimentación definido en 6.4 .

Una entidad oficial estará a cargo de la calibración y mantenimiento de los equipos, así como la recuperación de esta información.

9.2 Revisión de la seguridad de estructuras existentes.

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el valor del coeficiente de reducción por ductilidad, R_d (o factor de comportamiento sísmico) que en los términos de 6.4 corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique debidamente por el proyectista la adopción de un valor mayor que éste.

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplome de la construcción excede de 0,01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por el factor $(1 + 5 fR_d)$ cuando se use el método estático según 6.4 o el modal según 6.5 siendo f el desplome de la construcción en metros.

Cuando para garantizar la seguridad sea necesario reforzar una construcción del grupo B con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de R_d que corresponden a estos elementos siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos el 50 % de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente el resto, y en cada nivel las resistencias de

los elementos añadidos sean compatibles con las fuerzas de diseño que le correspondan. Deberán comprobarse que los sistemas de piso tienen la rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, deberán reforzarse los sistemas de piso para lograrlo.

9.3 Remodelaciones

Las remodelaciones de edificios existentes que impliquen cambios en el uso de los mismos y/o incrementalmente este, la autoridad competente correspondiente deberá establecer los criterios a aplicar según los lineamientos de esta norma y tomando en consideración lo siguiente:

- a) Tiempo en servicio del edificio a remodelar
- b) Vida útil de la estructura a partir de la remodelación
- c) Probabilidad de excedencia del sismo de diseño
- d) Comportamiento del edificio ante sismos ocurridos durante su vida de servicio
- e) Importancia de la obra

9.4 Reparaciones y reforzamientos

En los edificios u obras donde los daños que afecten la estructura después de un sismo son leves o moderados; se deberá proceder a reparar los elementos dañados, para restituir por lo menos su resistencia original.

Si los daños son severos y ponen en peligro la estabilidad de la edificación u obra, esta deberá de reforzarse para lo cual se efectuará un estudio completo de su integridad estructural a fin de garantizar los niveles de seguridad y las condiciones de servicio necesarias para su uso según los lineamientos establecidos en esta norma para las construcciones nuevas, los cuales también se aplicarán en el reforzamiento de estructuras no dañadas como anticipación a una futura actividad sísmica. El estudio deberá incluir en mayor o menor medida las siguientes etapas:

A. Diagnóstico

Esta etapa contemplará los siguientes aspectos:

- a) Una evaluación detallada de los daños que se basará en una inspección de los elementos estructurales, en las que se retiren los acabados y recubrimientos que puedan ocultar los daños estructurales.
- b) Un levantamiento físico de la edificación
- c) Una evaluación de la calidad de los materiales.

- d) Un análisis estructural de la edificación u obra en sus condiciones originales de proyecto y en sus condiciones actuales con el fin de eliminar las causas de los daños que se hayan presentado.
- e) Una evaluación de las condiciones del subsuelo y otros aspectos que puedan ser causas de la falla.

B. Alternativas de reparación o reforzamiento.

Se plantearán y analizarán las opciones de reparación o reforzamiento las cuales además de satisfacer los requisitos de funcionamiento de la estructura deberán corregir las deficiencias obtenidas en la etapa de diagnóstico de acuerdo a los lineamientos de esta norma.

C. Proyecto final.

Comprende el proyecto definitivo de la opción seleccionada, el cual incluirá e indicará los detalles, procedimientos y sistemas constructivos a utilizar para integrar las reparaciones y/o reforzamientos necesarios a la estructura existente de manera que asegure el comportamiento integral de estos con la misma. Además deberá incluir una revisión detallada de la cimentación ante las condiciones que resulten de las modificaciones a la estructura y los apuntalamientos, rigidizaciones y demás precauciones que se necesiten durante la ejecución de los trabajos de reparación y/o reforzamiento.

Todo proyecto de reparación y/o reforzamiento deberá ser aprobado como si se tratara de un nuevo proyecto. Será requisito en estos casos presentar una memoria en la cual se indique claramente los alcances y objetivo de la reparación y/o reforzamiento y las conclusiones de los estudios realizados.

D. Supervisión de la construcción

Debido a la importancia técnica que requieren los procesos constructivos durante la ejecución de los trabajos de reparación y/o reforzamiento y a los problemas de detalle en

los diversos procesos de los mismos es recomendable la participación del ingeniero responsable del proyecto estructural en la inspección y supervisión de las obras.

9.5 Seguridad en los trabajos de reparación y reforzamiento

Antes de iniciar las obras de refuerzo y/o reparación deberá demostrarse que el edificio dañado cuenta con la capacidad de soportar las cargas gravitatorias estimadas y un 30% de las cargas laterales que se obtendría aplicando las presentes disposiciones con las cargas vivas previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha resistencia será necesario en los casos que se requieran, recurrir al apuntalamiento o rigidización temporal de algunas partes de la estructura. Además se construirán las protecciones necesarias para evitar daños a personas, vehículos o bienes y de construcciones adyacentes, indicando mediante señalizaciones, convenientemente ubicadas los avisos de peligro. Así mismo se extremarán las medidas de seguridad y protección a los trabajadores que realizan estas labores.

Capítulo 10 Obras viales

10.1 Especificaciones generales.

Las recomendaciones del presente capítulo se aplicarán en la proyección de vías férreas de I - V categoría, carreteras de I - IV categoría, túneles autopistas y avenidas ubicadas en zonas sísmicas.

En este capítulo se establecen las recomendaciones y condiciones especiales para la proyección de obras viales ubicadas en zonas sísmicas. Debe aplicarse lo dispuesto en las normas NC-53-02 y NC-53-172 relacionadas con las obras viales que no resulten modificadas en este capítulo.

10.1.2 Aceleración horizontal de la zona.

La aceleración horizontal para el cálculo de obras viales se define de acuerdo a los siguientes casos:

- a) Los proyectos de túneles y puentes con longitudes mayores de 500 metros se deben analizar partiendo de la máxima aceleración horizontal de la zona teniendo en cuenta las investigaciones sísmológicas realizadas al efecto. En estos proyectos se utilizará el Coeficiente de Importancia correspondiente a Obras de Especial Importancia.
- b) La aceleración horizontal de la zona para el cálculo de túneles y puentes con longitudes no mayores de 500 metros y de las obras de vías férreas, carreteras de I-III categoría, autopistas y avenidas, se tomará igual al valor correspondiente a la zona donde esta ubicada la construcción. En estos proyectos se utilizará el Coeficiente de Importancia correspondiente a Obras de Mediana Importancia.
- c) La aceleración horizontal de la zona para el cálculo de las obras sociales en vías férreas de IV - V categoría, en vías férreas internas en industrias o fábricas y en carreteras de IV - III categoría así como en terraplenes, cortes, túneles de ventilación y drenaje, se tomará igual al valor correspondiente a la zona donde está ubicada la construcción, pero utilizando el Coeficiente de Importancia correspondiente a Obras de Importancia Secundaria.

10.1.3 Fuerza sísmica horizontal.

La fuerza horizontal para el cálculo del empuje del suelo u otro material bajo condiciones dinámicas en túneles, obras de vías férreas, carreteras, autopistas y avenidas así como para comprobar la estabilidad de los taludes se calculará por la siguiente fórmula:

$$F = 0,3 K_s A I W_s \quad (\text{KN}) \quad (10.1)$$

donde:

W_s es el peso de la masa del suelo considerada en el análisis en kiloneuwtón

K_s es el coeficiente de sitio que se toma en función del perfil del suelo dado en la siguiente tabla:

Tabla 9.1 Coeficiente de sitio

Perfil del suelo	Ks
S1	0,67
S2	1,33
S3	1,50

NOTA " A " , " I " tienen el mismo significado que en 6.4

10.2 Trazado de vías.

Durante el proyecto del trazado de vías en zonas de peligro alto, intermedio y bajo se deberá evitar las zonas o tramos de características geológicas desfavorables al movimiento sísmico debiéndose alejar el trazado de la vía de la cercanía de precipicios, zonas de posibles deslizamientos, derrumbes y avalanchas así como de suelos pantanosos.

10.3 Explanaciones.

10.3.1 Taludes en las explanaciones.

El trazado de autopistas y carreteras por suelos no rocosos en regiones de peligro sísmico alto e intermedio y con taludes de inclinación mayor que 1:1,5 sólo se permite en base a las investigaciones ingeniero geológicas realizadas al efecto donde se demuestre que la estabilidad del talud bajo cargas sísmicas es satisfactoria. El trazado de vías por terrenos no rocosos con taludes de inclinación 1:1 y mayor no se permite.

En el cálculo de la estabilidad de los taludes la fuerza sísmica se aplicará al círculo de falla con el menor factor de seguridad al deslizamiento para las condiciones normales de trabajo.

En regiones de peligro sísmico alto y una altura de terraplén o profundidad de las excavaciones mayor que 4 metros los taludes de la explanación de material no rocoso deben proyectarse con una pendiente menor en 1:0,25 que las pendientes establecidas para regiones no sísmicas. Las pendientes de taludes de 1: 2,25 y menos inclinadas se permiten proyectar según lo establecido para regiones no sísmicas.

Los taludes de terraplenes y cortes en trinchera ubicados en terrenos rocosos y llenos de piedras que contengan menos del 20% de componentes se permiten proyectar según lo establecido para regiones no sísmicas, si estos no buzan hacia la explanación en el caso de los cortes.

Para terraplenes con alturas mayores de 10 metros se aplicará lo establecido en 12.13 .

10.3.2 Secciones a media ladera.

En la construcción de explanaciones de vías férreas, autopistas y carreteras o vías urbanas, la corona de la vía deberá estar ubicada totalmente en terraplén o corte no permitiéndose secciones a media ladera sin investigaciones ingeniero geológicas. La extensión de las partes de transición debe ser mínima.

10.3.3 Drenajes en la base del terraplén.

En la construcción de terraplenes para ferrocarriles, autopistas y carreteras de I categoría sobre terrenos húmedos y saturados deberán hacerse drenajes en la base del terraplén.

10.3.4 Construcción de terraplenes con distintos materiales.

En caso de utilizar distintos materiales para construir el terraplén deberá hacerse el relleno de modo que el material pesado se coloque en la base y los materiales más ligeros se coloquen en las capas superiores.

10.3.5 Colocación de la vía férrea.

En regiones de sismicidad alta se debe colocar la vía férrea sobre balasto de roca triturada.

10.3.6 Protección de la vía ante desprendimientos.

En la proyección de terraplenes para ferrocarriles al pasar la explanación de la vía por pendientes en las que puedan producirse desprendimientos, se deberán prever medidas para impedir que los mismos caigan sobre la vía.

En calidad de obras de protección para regiones con peligro sísmico alto e intermedio se prevé una instalación entre la corona de la vía y el talud superior o reforzar el talud con un muro de contención.

10.3.7 Protección de los taludes contra el deslizamiento.

Para regiones de peligro sísmico alto e intermedio el talud inferior de los terraplenes de vías férreas con inclinación mayor que 1:2 debe de reforzarse con muros de contención.

10.4 Alcantarillas bajo terraplenes.

10.4.1 Generalidades.

Para zonas de peligro sísmico alto, intermedio y bajo se deben utilizar alcantarillas de hormigón armado de contornos cerrados, se recomiendan las alcantarillas de cajón para zonas de peligro sísmico alto en zonas de peligro sísmico intermedio y bajo podrán usarse también las alcantarillas de tubos. en caso de utilizar cajones o tubos prefabricados es necesario garantizar la unión entre las piezas así como con la losa de asiento.

Las alcantarillas con pendientes de vertederos escalonados, canales con alta velocidad y en pozos, se harán de hormigón armado, para vías férreas y de hormigón armado o en masa, para carreteras.

10.4.2 Embocaduras.

La embocadura de entrada y salida, incluyendo sus aletones y cimentaciones, deberán tener cimentación corrida, recomendándose que para regiones de peligro sísmico alto e intermedio deberán ser de hormigón armado.

10.4.3 División de la longitud de la alcantarilla en tramos.

La división de la longitud de las alcantarillas y canales con alta velocidad se realizará en tramos teniendo en cuenta la ubicación de cada tramo en un suelo homogéneo.

10.5 Muros de contención.

10.5.1 Generalidades.

Los muros de contención, deberán ser construidos de hormigón armado, hormigón en masa, hormigón ciclópeo y de obra de fábrica con mortero.

La utilización de muros de contención en forma de bóvedas invertidas no se permite.

10.5.2 Altura de los muros de contención.

La altura de los muros de contención a partir del nivel superior de las cimentaciones, no deberá exceder de:

a) Para muros de hormigón armado y en masa:

Peligro sísmico bajo: 12,00 metros

Peligro sísmico alto e intermedio: 10.00 metros

b) Para muros de hormigón ciclópeo y mampostería con mortero

Peligro sísmico bajo: 12,00 metros

Peligro sísmico alto e intermedio:

❖ En vías férreas 8 metros.

❖ En carreteras 10 metros.

c) Para muros prefabricados de hormigón armado o muros chiqueros: 3,00 metros.

10.5.3 Juntas antisísmicas.

Se deberá dividir la longitud de los muros de contención, con juntas verticales (inclusive interceptando el cimiento) de manera que se formen tramos cuya cimentación esté apoyada en suelos homogéneos, en longitudes parciales no mayores de 15,00 metros.

En caso de emplazar los cimientos de dos tramos contiguos del muro en distintos niveles, la transición de una cota del cimiento a la otra se realizará por escalones con una pendiente no mayor que 2:1 y con una altura de escalón no superior a 1,00 metro.

10.6 Túneles.

10.6.1 Trazado.

En la selección del trazado de un túnel es necesario como regla considerar la ubicación del túnel en zonas que no presenten fallas tectónicas en terrenos homogéneos. En regiones de Peligro sísmico intermedio y alto deben evitarse los terrenos constituidos por piedras sueltas que inducen grandes presiones en la masa de rocas en zonas con fallas tectónicas, y aquellos lugares de corrimientos. Ante la necesidad de construir en las condiciones dadas, se deberá prever un refuerzo especial en los revestimientos de hormigón armado.

Para las partes del túnel que se intercepten con fallas tectónicas por las cuales es posible el movimiento de masas de roca y tenga su correspondiente argumentación técnico-económica; es necesario prever el aumento de la sección transversal del túnel.

En condiciones de igualdad se debe dar prioridad a la variante del túnel ubicado a mayor profundidad.

10.6.2 Sección transversal.

En zonas de Peligro sísmico intermedio y alto los túneles deben proyectarse con secciones cerradas. En los túneles construidos a cielo abierto se deben utilizar elementos prefabricados. Para zonas de Peligro sísmico bajo la sección de los túneles de minas se permite construir con hormigón utilizando tensores.

10.6.3 Bocas de acceso.

En las bocas de acceso de túneles es preciso proyectar obras que resulten imprescindibles para proteger su entrada de los posibles desprendimientos del terreno que la rodea.

La importancia de este determinará el tipo de muro de contención o defensa a emplear. Si el túnel está proyectado en terrenos flojos habrá que disponer muros laterales de contención para asegurar la estabilidad de los taludes de las trincheras y habrá que defender la embocadura para evitar la caída de piedras o desprendimientos de tierra de la parte superior. Cuando el terreno sea roca dura la embocadura se puede limitar a un sencillo arco que acuse hacia el exterior la forma del túnel y su revestimiento.

Las embocaduras de los túneles y las paredes frontales se deben proyectar, como regla de hormigón armado. En zonas de Peligro sísmico bajo se permite la utilización de embocaduras de hormigón.

10.5.3 Juntas antisísmicas.

Para la compensación de la deformación longitudinal del túnel se deben construir juntas de deformación antisísmicas las cuales deben permitir el desplazamiento de los elementos del túnel y conservar la impermeabilización.

En los sitios de unión del túnel principal con las cámaras y túneles secundarios (túneles de ventilación, de drenaje y otros) se deben construir juntas de deformación antisísmicas.

Capítulo 11 Puentes

11.1 Aplicación.

La utilización de este capítulo es para los puentes convencionales de acero y vigas de hormigón tipo rectangular o cajón con luces no mayor es de 150 m . El cálculo sísmico no es requerido para puentes de alcantarillas.

Las especificaciones dadas son los requerimientos mínimos que deben cumplirse.

No se realizarán análisis sísmicos para puentes simplemente apoyados o para puentes clasificados en la categoría A.

11.2 Aceleración horizontal máxima del terreno.

La aceleración horizontal máxima del terreno expresada como una fracción de la gravedad correspondiente a una zona sísmica determinada aparecen en la tabla 5.3 .

11.3 Coeficiente de importancia.

El coeficiente de importancia será asignado a todos los puentes que estén ubicados en zonas sísmicas que tengan un aceleración horizontal mayor que 0,09 y es el siguiente:

- | | |
|---------------------------------------|----|
| 1- Puentes de excepcional importancia | I |
| 2- Otros puentes | II |

11.4 Categoría de cumplimiento sísmico.

La categoría de cumplimiento sísmico están definidas en cuatro categorías A, B, C y D; que se relacionan con la aceleración horizontal de la zona y el coeficiente de importancia y se muestra en la tabla 11.1. Los requerimientos de diseño y de análisis están gobernados por el tipo de categoría de cumplimiento sísmico.

Tabla 11.1 Categoría de cumplimiento sísmico

Aceleración	Coeficiente de importancia	
	I	II
A	A	A
$A < 0,10$	B	B
$0,10 < A < 0,20$	C	C
$0,20 < A < 0,30$	D	C

Para dar flexibilidad en el diseño asociado con las áreas de diferentes Peligros sísmicos fueron definidas cuatro categorías de cumplimiento sísmico, las mismas permiten variaciones en los requerimientos de los métodos de análisis, longitud de apoyo mínimo, detalles de diseño en columnas, cimentaciones y estribos.

11.5 Coeficiente de sitio.

Este coeficiente tiene en cuenta el cambio de la respuesta de la estructura del puente debido a las características del perfil del suelo donde está ubicado, las cuales están descritas en la tabla 6.4 del Capítulo 6; los valores del coeficiente de sitio se muestran en la tabla 11. 2.

Tabla 11.2. Valores del coeficiente de sitio S

Perfil Tipo	Coeficiente S
S1	1,00
S2	1,20
S3	1,50
S4	2,00

11.6 Coeficiente de reducción por ductilidad .

Las fuerzas sísmicas de diseño para los elementos individuales y conexiones de los puentes clasificados en las categorías de cumplimiento sísmico B, C y D son determinadas dividiendo las fuerzas por el coeficiente de reducción por ductilidad R_d apropiado, en la tabla 11.3 se dan los valores de dicho coeficiente para varios componentes.

Tabla 11.3. Valores del coeficiente de reducción por ductilidad R_d

Sub estructura	R_d	Conexiones	R_d
Pila tipo pared	2	Superestructura a los estribos	0,8
Conjunto de pilotes de hormigón armado.		Juntas de expansión dentro de la luz de la superestructura	0,8
a- Pilotes verticales	3		
b- Uno o varios pilotes inclinados	2		
Columna única	3	Columnas, pilas, o fila de pilotes unidos al cabezal o superestructura	1
Pilotes de acero compuestos de acero y hormigón.		Columnas o pilas a la cimentación	1
a- Pilotes verticales	5		
b- Uno o varios pilotes inclinados	3		
Pórticos de columnas múltiples	5		

NOTAS

- ❖ El coeficiente R_d se utilizará en ambos ejes ortogonales de la sub estructura.
- ❖ Pilas tipo pared pueden ser diseñadas como una columna en la dirección más débil del estribo
- ❖ Para puentes de categoría C y D se recomienda que las conexiones se diseñen para la fuerza máxima que sea capaz de resistir una articulación plástica en la columna.

11.7 Análisis.

Dos procedimientos mínimos de análisis son definidos para un tipo de puente dado, los cuales dependen del número de luces, la complejidad geométrica y la categoría de cumplimiento sísmico, lo cual está dado en la tabla 11.4 .

Tabla 11.4 Procedimiento de análisis

Categoría sísmica	Puentes regulares con 2 o más luces	Puentes irregulares con 2 o más luces
A	-	-
B	1	1
C	1	2
D	1	2

NOTAS

- a) Puente regular es aquel que no tiene cambio abrupto o inusual en la masa, rigidez o geometría a lo largo de la luz y no tiene grandes diferencias con estos parámetros entre los apoyos adyacentes, excluyendo los estribos. Por ejemplo un puente es regular si es recto o describe un sector de arco no mayor de 90 grados y tiene columnas o pilas que no difieren en rigidez más del 25 %.
- b) Puente irregular es cualquier puente que no cumple las especificaciones anteriores.

Los procedimientos de análisis a utilizar son los siguientes:

1. Método de análisis modal simple.
2. Método de análisis multimodal.

Véase los detalles de estos procedimientos en 11.13 .

Excepción:

Análisis sísmicos detallados no se requieren en puentes simplemente apoyados o de categoría A.

11.8 Determinación de las fuerzas y desplazamientos.

Para los puentes de categoría B, C y D las fuerzas y desplazamientos serán determinados independientemente a lo largo de los ejes perpendiculares por el método de análisis especificado en 11.7.

Las fuerzas resultantes serán combinadas como se especifica en 11.8.1. Normalmente los ejes longitudinales y transversales son los escogidos, para puentes en curva el eje longitudinal puede ser la cuerda que une los dos estribos.

11.8.1 Combinación de las fuerzas sísmicas ortogonales.

Una combinación de fuerzas ortogonales es usada para tener en cuenta la dirección incierta del sismo y la ocurrencia simultánea de la fuerza sísmica en dos direcciones perpendiculares.

Estado 1: Las fuerzas y momentos en cada eje principal del elemento será obtenido por el aumento del 100% del valor absoluto de las fuerzas y momentos obtenidos del análisis en la dirección longitudinal y el 30 % del valor absoluto de las fuerzas y momentos del análisis en la dirección transversal del elemento.

Estado 2: Las fuerzas y momentos en cada eje principal del elemento serán obtenidos por el aumento del 100 % del valor absoluto de las fuerzas y momentos obtenidos del análisis en la dirección transversal y el 30% del valor absoluto de las fuerzas y momentos del análisis en la dirección longitudinal.

Excepción:

Para los puentes de categoría C y D cuando la conexión de la cimentación con la columna se ha supuesto una articulación plástica de la columna, las fuerzas resultantes no se combinarán como se especifica anteriormente. Si una pila es diseñada como una columna, esta excepción se utilizará solamente en la dirección más débil de la pila y se utiliza una articulación plástica de la misma.

11.9 Requerimientos de diseño para puentes simplemente apoyados.

Análisis sísmico detallado no se requieren, sin embargo las conexiones entre los elementos del puente y los apoyos deben ser diseñados para resistir la fuerza de reacción de la gravedad longitudinal y transversal en los apoyos multiplicada por el coeficiente de aceleración. Deberán cumplirse las longitudes mínimas de apoyo especificadas por 11.12 .

11.10 Fuerza de diseño para puentes de categoría A.

La conexión de la superestructura y la sub estructura serán diseñada para resistir una fuerza horizontal igual a 0,20 veces la reacción de la carga muerta en la dirección constreñida.

11.11 Fuerza de diseño para puentes de categoría B.**11.11.1 Fuerza de diseño para los elementos estructurales y sus conexiones.**

Las fuerzas sísmicas calculadas serán aplicadas a:

- a) La superestructura, sus juntas de expansión y las conexiones entre la superestructura y la subestructura soportante.
- b) La subestructura debajo de la base de las columnas y pilas pero excluyendo los cimientos y los cabezales de pilotes, y pilotes.
- c) Los componentes que conectan la superestructura a los estribos.

Las fuerzas sísmicas de los elementos anteriormente citados se determinarán por la división de las fuerzas obtenidas en los estados de carga 1 y 2 entre el coeficiente de reducción por ductilidad R_d apropiado.

Las fuerzas sísmicas obtenidas de los dos estados de carga deben ser combinadas independientemente con las fuerzas de otros estados de carga utilizando un factor de mayoración de 1.

11.12 Diseño de los desplazamientos.

Las longitudes mínimas de apoyo que se especifican a continuación serán requeridas para los extremos de todas las vigas.

11.12.1 Puentes de categoría A.

Los puentes de esta categoría cumplirán los siguientes requerimientos

Los aparatos de apoyo que soportan las vigas tendrán una longitud mínima de apoyo **N** (mm) medida desde la cara del estribo o pila y no menor que:

$$N = 203 + 1.67 L + 6,66 H \text{ (mm.)} \quad (11.1)$$

donde :

N es la longitud mínima de apoyo en mm

L es la longitud en metros del extremo del puente hasta la junta de expansión adyacente o hasta el extremo del puente. Para articulaciones dentro de la luz **L** será la suma de L_1 y L_2 las cuales son la longitud de los elementos entre la articulación. Para puentes simplemente apoyados **L** es igual a la longitud del tablero.

- Para los estribos:

H es la altura promedio en metros de las columnas de apoyo del tablero hasta la próxima junta de expansión. $H = 0$ para puentes de una luz. (véase la figura 11.1)

- Para columnas o pilas:

H es la altura de la columna o pila en metros (véase la figura 11.2).

- Para articulaciones dentro de la luz:

H es la altura promedio de las dos columnas o pilas adyacentes en metros (véase la figura 11.3)

11.12.2 Puentes de categoría B.

Los desplazamientos serán los máximos determinados en 11.8 o los especificados en 11.12.1.

11.12.3 Puentes de categoría C y D.

Los desplazamientos serán los máximos determinados en 11.8 o los especificados en 11.12.1 utilizando la siguiente fórmula:

$$N = 305 + 2,5 + 10 H \text{ (mm)} \quad (11.2)$$

donde:

N , **L** y **H** tienen el mismo significado que en 11.12.1 .

11.13 Método de análisis.

Dos procedimientos de análisis son presentados para el análisis sísmico de los puentes.

- Procedimiento 1 - Método espectral simple.
- Procedimiento 2 - Método espectral multimodo.

En ambos métodos, todas las columnas, pilas o estribos de apoyo son rígidas y se asume que tienen el mismo movimiento del suelo en ese instante de tiempo. En los apoyos móviles, los desplazamientos calculados en este análisis, si exceden los requerimientos mínimos especificados en 11.12 serán los utilizados.

11.13.1 Coeficiente sísmico espectral.

11.13.1.1 Procedimiento 1.

El coeficiente sísmico espectral C para determinar las fuerzas de diseño está dado por la siguiente fórmula:

$$C = \frac{1,2 A S}{T^{2/3}} \quad (\text{adimensional}) \quad (11.3)$$

donde:

A es la Aceleración horizontal máxima del terreno expresada como una fracción de la gravedad.

S es el Coeficiente de sitio para los distintos perfiles de suelo dado en la tabla 11.2 .

T es el Periodo del puente en segundos.

El valor de C no puede exceder $2,5 A$. Para perfiles de suelo $S3$ y $S4$ donde $A > 0,30$, C no debe ser mayor de $2,0 A$.

11.13.1.2 Procedimiento 2

El coeficiente sísmico modal C_m será determinado por la fórmula siguiente:

$$C = \frac{1,2 A S}{T_m^{2/3}} \quad (\text{adimensional}) \quad (11.4)$$

donde:

T_m es el Periodo del puente en el modo m de vibración.

El valor de C_m no puede exceder $2,5 A$. Para perfiles de suelo tipo $S3$ Y $S4$ y donde el coeficiente de aceleración $A > 0,30$, C_m no debe ser mayor de $2,0 A$.

Excepción:

a) Para perfiles de suelo tipo S3 Y S4 , el coeficiente C_m para los otros modos (modos superiores), los cuales tienen un periodo menor que 0,3 s puede ser determinado por la fórmula siguiente:

$$C_m = A (0,8 + 4,0 T_m) \quad (\text{adimensional}) \quad (11.5)$$

b) Para estructuras en la que el periodo T_m excede a los 4,0 s el valor de C_m para ese modo puede ser calculado por la siguiente fórmula:

$$C = \frac{3 A S}{T_m^{2/3}} \quad (\text{adimensional}) \quad (11.6)$$

donde:

C_m , T_m y A tienen el mismo significado que en 11.13.1.1 y 11.13.1.2 .

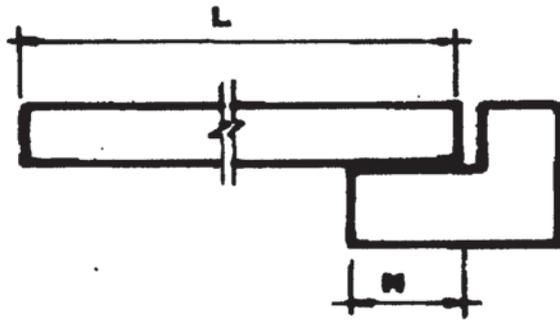


Figura 11.1 Estribo

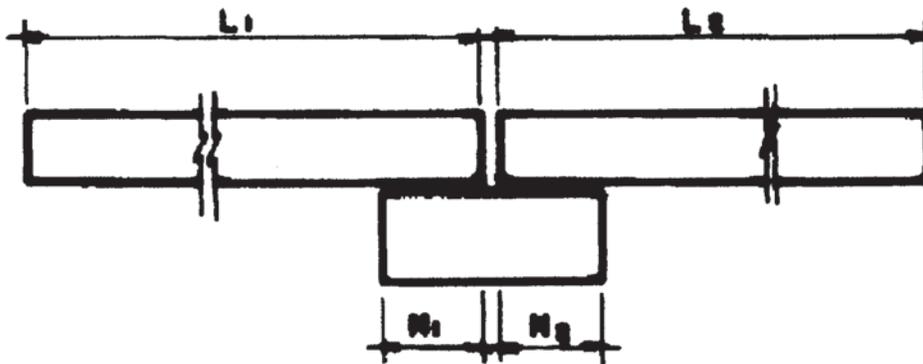


Figura 11.2 Columna o pila

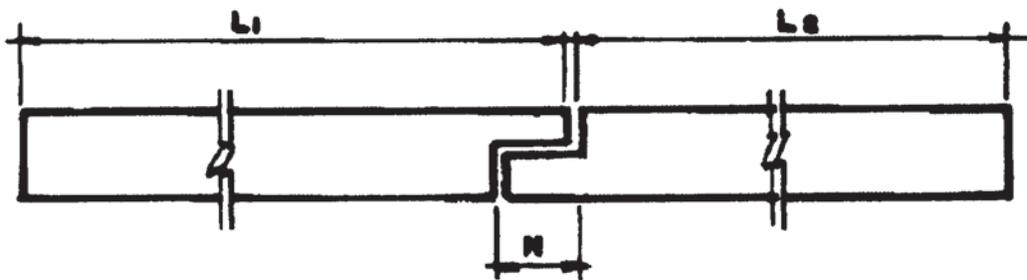


Figura 11.3 Articulación dentro de la luz

Capítulo 12 Obras hidrotécnicas.

12.1 Introducción.

Las disposiciones del presente capítulo se utilizarán en la proyección de las obras hidrotécnicas de presas, estaciones hidroeléctricas, estaciones de bombeo, sistemas de riego y otras de este mismo tipo.

Las obras hidrotécnicas a las cuales se refiere el presente capítulo son cortinas, diques, torres u obras de captación en embalses y ríos, estructuras de aliviaderos, galerías, túneles hidrotécnicos, conductoras, estructuras de obras de derivación, obras de protección en ríos y embalses, edificios de hidroeléctricas, puentes de servicio y estructuras de salida en obras de toma.

Las disposiciones de este capítulo no regirán para el diseño de las obras o estructuras del transporte vial o ferrocarril (por ejemplo, apoyos de puentes) en contacto esporádico con el agua.

Las partes superiores, sobre el agua, de las obras hidrotécnicas (edificios administrativos, estacadas, líneas de transmisión eléctrica, etc) se calcularán sobre la base de la carga sísmica que trasmite la obra principal.

12.2 Objetivo.

El objetivo fundamental en el aseguramiento de la debida resistencia y estabilidad de las obras hidrotécnicas durante la acción de sismos es evitar su posible destrucción, que pueda ocasionar daños catastróficos como consecuencia de la inundación de núcleos poblacionales, industrias u objetivos de importancia económica o tales daños en las obras que dificulten, o hagan en extremo costoso su posterior reparación.

12.3 Corrección de la aceleración horizontal.

En la proyección de las obras hidrotécnicas de III y IV categoría que conforman el frente de carga (de contención) cuya destrucción no trae consigo consecuencias catastróficas y en las demás obras o partes de las mismas que no conforman el frente de carga independientemente de su categoría, la valoración del peligro sísmico de la del área de construcción se definirá en base al mapa de zonificación sísmica, haciendo la corrección de la aceleración horizontal en base a los materiales que conforman la cimentación, los cuales se clasifican en grupos o perfiles según la tabla 12.1 .

Tabla 12.1 Clasificación de los suelos que conforman la cimentación.

Tipo Perfil	Descripción
S1	Roca, semiroca y rocoso muy denso
S2	Arcillas y arcillas arenosas de consistencia dura, rocosos, arenoso, gravosos y arenas gruesas
S3	Arcillas y arcillas arenosas de consistencia fluida, arenas de granulometría media a fina

La categorización de las obras hidrotécnicas se hará según las normas vigentes para ello.

En la construcción de obras hidrotécnicas de contención ubicadas en zonas de riesgo sísmico muy bajo cimentadas, en suelos de III categoría, se evaluará si es necesario calcularlas con una aceleración correspondiente a una zona de riesgo sísmico bajo.

La construcción de obras hidrotécnicas en perfil del suelo tipo S3 en zonas de riesgo sísmico alto se permitirá solo con una fundamentación especial.

12.4 Estudios técnico económicos.

En la fase de proyecto correspondiente a ETE (Estudio Técnico Económico) de obras hidrotécnicas de contención de todas las categorías, el peligro sísmico del área de construcción se determinará según 12.3, incrementándose el riesgo sísmico del área de construcción al inmediato superior para obras de categoría I.

En las fases de proyecto técnico y técnico-ejecutivo de las obras de contención, exceptuando las indicadas en la sección 12.3, se elaborarán sobre la base del peligro sísmico del área de construcción, determinada basándose en las investigaciones especiales que incluirán:

- a) Estudio del régimen sísmico del área de construcción y obtención de datos para el cálculo y diseño antisísmico de las obras hidrotécnicas, su cimentación y laderas naturales adyacentes.
- b) Determinación de zonas con posibilidad de ocurrencia de deformaciones plásticas o permanentes y valoración de su magnitud en cada una de las zonas.
- c) Determinación de otros peligros relacionados con la acción de la carga sísmica como: deslizamientos hacia el embalse de grandes masas de suelos o rocas, caída directamente sobre las obras hidrotécnicas de macizos inestables de rocas, etc.
- d) Definición de las características dinámicas de deformación y resistencia de los materiales que conforman las obras y los suelos de la cimentación, teniendo en cuenta el cambio de sus propiedades por efecto de la presencia del agua.
- e) Valoración de los posibles cambios en la sismicidad del área de construcción después de llenado el embalse.

Las investigaciones comprendidas en la presente sección para obras hidrotécnicas de I y II categorías se realizarán cuando su ubicación sea en zonas con riesgo sísmico bajo, intermedio y alto. El contenido y métodos de ejecución de estas investigaciones se determinarán por programas especiales elaborados por la instancia proyectista conjuntamente con las instituciones especializadas en la realización de los diferentes trabajos.

12.5 Riesgo sísmico durante el periodo de construcción.

El riesgo sísmico del área de construcción de obras hidrotécnicas durante el período de construcción se tomará igual al inmediato inferior del riesgo sísmico correspondiente a dicha área.

Este aspecto se tendrá en cuenta para el cálculo de obras temporales y/o de importancia secundaria, así como para las obras principales del conjunto hidráulico durante el período de construcción, pero si las mismas no forman parte en esta etapa del frente de carga. No se tiene en cuenta las obras en construcción que por sus parámetros sean de I y II categorías, o que durante el proceso constructivo formen parte del frente de carga.

12.6 Estabilidad y resistencia de obras hidrotécnicas.

En el cálculo de obras hidrotécnicas a la acción sísmica se realizará el chequeo de la estabilidad y resistencia de las obras y las partes que las conforman, así como de las cimentaciones y laderas naturales en la zona del cierre y el embalse. En los cálculos se considerará la acción de cargas sísmicas debido a las masas de las obras, de las masas asociadas del agua y la presión dinámica del suelo

En la proyección de obras de contención de I y II categorías se permitirá la realización de cálculos dinámicos utilizando para ello acelerogramas reales o sintéticos.

Las cargas sísmicas entrarán en la combinación especial de cargas durante el diseño de obras hidrotécnicas.

Los parámetros de resistencia del hormigón y la armadura para su utilización en los cálculos referentes en este punto, se tomarán sobre la base de las indicaciones del capítulo 12 de la presente norma.

Las características dinámicas de deformación y resistencia de los suelos, rocas y materiales de construcción se determinarán según los ensayos pertinentes.

12.7 Macizos rocosos.

Los macizos rocosos que conforman las laderas cuya caída como producto de sismos puede ocasionar destrucción de las obras principales del conjunto hidráulico o la formación de olas que sobrepasen la obra e inunden núcleos poblacionales, se deberán chequear a la estabilidad.

12.8 Investigaciones adicionales.

Conjuntamente con el cálculo de obras hidrotécnicas de I y II categorías a la acción de la carga sísmica, podrán realizarse investigaciones adicionales mediante modelación, con el objetivo de precisar las frecuencias y períodos de oscilaciones propios, su estado tenso-deformacional y el estudio de las condiciones de destrucción de las obras y de los suelos de la cimentación.

El objetivo de las investigaciones mediante modelación es la obtención de una información más completa, con respecto a la inicial, sobre el proceso de deformación de la obra hidrotécnica durante la acción de sismos.

El estudio en modelos de las posibles formas y condiciones de destrucción, así como la aparición de deformaciones irreversibles y desplazamientos de las obras hidrotécnicas y su cimentación, el agrietamiento, abertura de juntas de construcción, etc, se recomienda realizar para los objetos de obra más importantes localizados en zonas de riesgo sísmico intermedio y alto.

12.9 Deformaciones residuales y daños.

En el cálculo de las obras hidrotécnicas se permite considerar la posibilidad de que tengan lugar deformaciones residuales y daños (asientos, desplazamientos y grietas) que no conlleven a consecuencias catastróficas, bajo la condición de que estas deformaciones y daños puedan ser liquidados mediante la reparación de la obra con posterioridad a la acción sísmica.

En correspondencia con la sección 12.2 la principal exigencia planteada al diseño antisísmico de obras hidrotécnicas es el mantenimiento durante el sismo y un tiempo suficiente para realizar las reparaciones después del mismo, de la capacidad de las obras de cumplir su función principal que es para cortinas y obras de contención el mantenimiento del frente de carga.

Deformaciones residuales y daños en las obras hidrotécnicas durante sismos se permitirán en los lugares que no obstaculicen el cumplimiento de las mencionadas funciones principales. De esta forma con una fundamentación especial y un chequeo detallado avalado por cálculos se permitirá durante la proyección:

- Movimientos de macizos rocosos que conformen las laderas u orillas del embalse (nunca en la zona del cierre o sobre el mismo)
- Aparición de grietas y la abertura parcial de juntas de construcción entre los bloques de presas de hormigón, siempre y cuando se garantice la estabilidad general de la cortina durante el sismo y el correcto funcionamiento después del mismo.
- Daños y destrucción de las estructuras situadas sobre el nivel del agua (estacadas, etc), siempre y cuando no conlleve a consecuencias catastróficas.

Para las cortinas, en las cuales durante la proyección se permiten deformaciones residuales y desplazamientos se requiere el chequeo adicional de la obra, ya afectada, y todas sus partes para la acción de un sismo de un grado inferior al de cálculo.

La fundamentación de la posibilidad de admisión de deformaciones y daños con los cálculos de resistencia y estabilidad necesarios, así como el computo técnico-económico, es obligatorio incluirlo en el proyecto de la obra.

12.10 Observaciones instrumentales sismométricas.

En los proyectos de obras hidrotécnicas de I y II categorías a ejecutar en zonas de riesgo sísmico intermedio y alto, se deberán organizar observaciones instrumentales sismométricas en las obras y su cimentación.

El objetivo de las observaciones instrumentales es el registro de las oscilaciones de la obra hidrotécnica, su cimentación y las laderas en la zona de localización del conjunto hidráulico, así como la medición de las presiones hidrodinámicas en el frente de carga de la presa, de las deformaciones y tensiones dinámicas en sus partes fundamentales durante la ocurrencia de sismos.

En el caso de presas de tierra y enrocamiento se recomienda la colocación de instrumentos para la medición de la presión dinámica total y de poros en el material del prisma aguas arriba.

El programa y proyecto de equipos para las investigaciones ingeniero-sismométricas se incluirá dentro del proyecto de equipos de medición y control de la presa.

12.11 Acciones sísmicas de calculo.

En los cálculos de obras hidrotécnicas a la acción de sismos se tendrá en cuenta el efecto de las cargas sísmicas producto de las masas de las obras, de las masas asociadas del agua, de la presión dinámica del suelo, azolve, etc.

12.12 Carga sísmica producto de las masas de la obra.

En los cálculos de resistencia de las obras hidrotécnicas se consideran sólo las componentes horizontales de la carga sísmica. En los cálculos de estabilidad se considerará además la componente vertical y actuando unísono con la componente horizontal.

12.13 Componente horizontal de la carga sísmica.

La componente horizontal de la carga sísmica S_{ik} en el punto k de la obra correspondiente al modo de vibración propio i se determina por la siguiente fórmula:

$$S_{ik} = K_1 K_2 K_s Q_k A \hat{a}_i K_{\theta} \zeta_{ikj} \quad (12.1)$$

donde :

Q_k es el peso de la obra concentrada en el punto k , en kilonewton.

A es la aceleración horizontal máxima del terreno expresada como una fracción de la gravedad correspondiente a una zona sísmica determinada, de acuerdo a la tabla 6.1

K_1 es el coeficiente que considera los daños permisibles a las obras y que tomará los siguientes valores:

$K_1 = 0,25$ para todas las obras hidrotécnicas.

$K_1 = 1,00$ para el caso que no se admitan deformaciones.

$K_1 = 0,12$ para el cálculo de obras temporales y de poca importancia cuya destrucción no conlleve a pérdidas de vidas humanas

K_2 es el coeficiente que considera la altura de la obra y que tomará los siguientes valores.

$K_2 = 0,8$ para obras de hasta 60 m de altura

$K_2 = 1,0$ para obras de más de 100 m de altura

En el intervalo entre estas alturas K_2 se determinará mediante interpolación

K_s es el coeficiente de sitio que se toma en función del perfil del suelo y que aparece en tabla 12.2

Tabla 12.2 Coeficiente de sitio

Perfil Tipo	K_s
S1	0,67
S2	1,33
S3	1,5

K_ψ es el coeficiente que considera el amortiguamiento y que tomará los siguientes valores:

$K_\psi = 0,7$ para obras hidrotécnicas en zonas sísmicas 1 y 2

$K_\psi = 0,65$ para obras hidrotécnicas en zonas sísmicas 3

$K_\psi = 1,5$ para obras hidrotécnicas con pequeñas dimensiones en planta (torres de captación, apoyos de puentes, etc).

β_i es el coeficiente dinámico que depende del periodo de oscilación (T) de la obra, para el modo de vibración i y del tipo de suelo de la cimentación.

Tabla 12.3 Coeficiente dinámico en base al perfil del suelo de la cimentación

Perfil tipo del suelo	$T_i \leq 0,15$ seg.	$T_i > 0,15$ seg.
S1	$\beta_i = 1,5 + 10 T_i$ pero ≤ 3	$\beta_i = 1/T_i$ pero ≤ 3
S2	$\beta_i = 1,5 + 8 T_i$ pero $\leq 2,7$	$\beta_i = 1,1/T_i$ pero $\leq 2,7$
S3	$\beta_i = 1,5 + 2,5 T_i$ pero ≤ 2	$\beta_i = 1,5/T_i$ pero ≤ 2

Se deberá siempre cumplir la condición que $K \beta_i \geq 0,8$, es decir que si este valor es inferior se tomará igual a 0,8 .

η_{ikj} es el Coeficiente que depende de la forma i de las oscilaciones propias y al lugar de ubicación del punto K en dirección de j , se determina según la sección 12.14.

12.13.1 Obras sumergidas.

El peso del elemento o parte de la obra sumergido en agua se determinará sin considerar el efecto de sumersión. El peso del agua en el volumen del elemento se considerará como un peso adicional.

12.13.2 Fluencia inercial del agua.

Al considerar la influencia inercial del agua, a la magnitud Q_k se le añadirá el peso de la masa de agua asociada igual a $m_a g$

donde:

m_a es la masa asociada del agua, se determina según la sección 12.20

g es la aceleración de la fuerza de gravedad, en metro/segundo cuadrado .

12.13.3 Periodo de las obras.

El periodo y forma de la oscilación propia de las obras se determinará según el anexo B.

12.14 Coeficiente de participación modal.

12.14.1 Obras donde solo se considera la componente horizontal.

Para las obras cuyos cálculos pueden limitarse a la consideración de la componente horizontal de la carga sísmica esta se determinará según la fórmula (12.1) y el coeficiente η_{ik} por la fórmula (12.2) .

Para las obras hidrotécnicas del tipo cortina de materiales locales, cuando se consideran solo los desplazamientos horizontales bajo la acción de la carga sísmica, η_{ik} se determina por siguiente la fórmula:

$$\eta_{ik} = \frac{X_{i(x_k)} \sum_{j=1}^n Q_j X_{i(x_j)}}{\sum_{j=1}^n Q_j X_{i(x_j)}^2} \quad (\text{adimensional}) \quad (12.2)$$

donde:

$X_{i(x_k)}$, $X_{i(x_j)}$ es el desplazamientos, en metros de la obra en el modo i de las oscilaciones propias en los puntos con coordenadas x_k y x_j , donde en el esquema de cálculo de la obra se consideraron concentradas las masas.

12.14.2 Cortinas de materiales locales.

Para las presas de materiales locales el coeficiente η_{ik} para los modos bajos ($i = 1, 2, 3$ y 4) de oscilación propia se tomarán según el anexo B. Por la tabla 12.5 cuando la presa sé cimienta en roca y por las tablas 12.8 cuando se considera la deformación de la base.

12.14.3 Cortinas heterogéneas

Las características dinámicas de las cortinas heterogéneas (diferentes materiales) se determinarán como para las homogéneas, pero utilizando el valor medio de los parámetros de los diferentes materiales

12.14.4 Obras hidrotécnicas cuya masa y rigidez varían poco con la altura.

Para obras hidrotécnicas de III y IV categorías cuya rigidez y masa varíen poco con la altura (torres de captación, apoyos de puentes, etc) y en casos de cortinas de materiales locales en cálculos aproximados, se permite considerar solamente la carga sísmica correspondiente al primer modo de las oscilaciones propias de la obra.

En este caso el coeficiente de forma η_{ik} se calcula por la siguiente fórmula:

$$\eta_{ik} = \frac{Z_1}{H/2} \quad (12.3)$$

donde :

Z_1 es la distancia entre la cimentación y el punto donde se calcula, en metros,(véase la figura 12.1).

H es la altura de la estructura, en metros.

12.16 Obras subterráneas.

La carga sísmica sobre obras subterráneas, así como los macizos rocosos que conforman la base de las obras y las márgenes naturales se determinarán según la fórmula (12.1), considerando $\beta_i \eta_{ik} = 1,0$; Para muros de contención $\beta_i \eta_{ik} = 1,5$.

12.17 Componente vertical de la carga sísmica.

La componente vertical S_{kv} de la carga sísmica que actúa sobre un elemento K de la obra se determina como:

$$S_{kv} = K_p K_2 K_s K Q_k A \text{ sen } \alpha \quad (12.4)$$

donde :

α es el ángulo entre el plano horizontal y la dirección de la acción sísmica que la toma no mayor de 30 grados sexagesimales.

NOTA K_s , K_ψ , K_1 , K_2 , Q_k , y A tienen el mismo significado que en 12.3 (ver fórmula 12.1)

Cuando se considera la acción simultánea de la componente vertical y horizontal de la carga sísmica el valor de A en la fórmula (12.1) se multiplica por $\cos \alpha$.

12.18 Cálculos de estabilidad de las obras y sus partes.

En los cálculos de estabilidad de las obras y sus partes, la carga sísmica horizontal de cálculo S_c en la sección analizada se determina por la fórmula:

$$S_c = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_i^2} \quad (12.5)$$

donde :

S_i es la carga sísmica en la misma sección determinada por la fórmula (12.1) para el modo i de oscilación, en kilonewton.

Para los cálculos de estabilidad de taludes en las presas de materiales locales se establece una distribución de la carga sísmica o las aceleraciones por las diferentes secciones de la obra.

La distribución de la carga sísmica S_c por las diferentes secciones se realiza según (12.5). La distribución de las aceleraciones sísmicas se efectúa por la fórmula (12.6):

$$S_k^* = \sqrt{\sum_{i=1}^n (S_{ik}^*)^2} \quad (12.6)$$

donde:

S_k es la aceleración sísmica de cálculo total (en partes de g) en el punto k , calculada considerando los modos inferiores (por ejemplo cuatro) de oscilación.

S_{ik} es la aceleración (en partes de g) en el punto k , correspondiente al modo i de oscilación y calculada como:

$$S_{ik}^* = A K_1 K_2 K_s K_i K_{ik} \quad (12.7)$$

Cuando se utilizan las aceleraciones sumarias S_k^* por la fórmula (12.7), para el cálculo de estabilidad de taludes el valor de S_k^* en el contacto de la obra con la cimentación se toma igual a $K_1 K_s A$. Determinada de esta forma las aceleraciones sísmicas S_{ik}^* , estas se multiplican por el peso de las dovelas que conforman la parte del talud que se desliza, obteniendo de esta forma las cargas sísmicas horizontales aplicadas en los centros de gravedad de las respectivas dovelas. Estas fuerzas se consideran en el cálculo de estabilidad como fuerzas adicionales.

Un ejemplo de cálculo de estabilidad de taludes aplicando estas fórmulas se muestra en el anexo C.

12.19 Masa asociada del agua y presión hidrodinámica.

En los cálculos de obras hidrotécnicas a la acción sísmica los periodos de las oscilaciones propias y la carga sísmica se determinan considerando la influencia inercial del agua.

La masa asociada del agua se suma a la masa correspondiente al elemento o parte de la obra y se considera en el cálculo de los periodos (frecuencias) de las oscilaciones propias y las cargas inerciales sobre la obra.

12.20 Obras aisladas.

Para obras aisladas (torres de captación, apoyos de puentes, etc) la masa asociada del agua m_a , por unidad de altura de la obra se calcula por la fórmula :

$$m_a = \frac{\tilde{\gamma}_a d^2 i}{g} \quad (12.8)$$

donde:

d es el diámetro de la sección transversal de la torre en caso de ser circular, o la dimensión de un lado cuando la sección es cuadrada. De ser la sección transversal rectangular se sustituye d^2 por $a \times b$ (a y b son ancho y largo de la sección), en metros.

γ_a es el peso específico del agua, en kilonewton/metro cúbico

g es la aceleración de la fuerza de gravedad, en metro/segundos cuadrado.

μ es un coeficiente que aparece en la tabla 12.2

L_k es la altura del tramo de análisis, en metros

Observación : $G_{m_a} = m_a \times g \times L_k$ (peso de la masa de agua que se anexa al peso propio de la torre en el punto k)

12.21 Presión sísmica hidrodinámica.

La presión sísmica hidrodinámica se calcula para obras aisladas por las siguientes formulas:

$$p_{oc} = K_1 K_s A \gamma_a d^2 D \quad (12.9a)$$

$$P_{oc} = K_1 K_s A d^2 \Omega h \quad (12.9b)$$

$$h_o = h X \quad (12.9c)$$

donde :

p_{oc} es la ordenada del diagrama de presión hidrodinámica llevada a la unidad de altura de la torre, en metros.

P_{oc} es la presión hidrodinámica sobre la torre, en kilonewton/metro cuadrado,

H es la altura de la parte sumergida de la torre, en metros (véase la figura 12.2)

ho es al profundidad de sumersión del punto de aplicación de la resultante de la presión hidrodinámica, en metros

X , D , Ω son Coeficientes aparecen en la tabla 12.2

NOTA K₁, K_s, A tienen el mismo significado que en 12.13 (véase la fórmula 12.1)

Tabla 12.4 Formulas para el calculo de μ , X , D , Ω .

Sección transversal	μ	X	D	Ω
Circular	$\pi /4 (z_2 /h)(d_1 / 2h)$	$\pi /4 (z_2) (d_1 / 2h)$	$\pi /4 (1+ d_1 /2h)$	$(2h+ d_1) / (4h+ d_1)$
Cuadrada o Rectangular	$(z_2 /h) (d_2 / 2h)$	$(z_2 /h) (d_2 / 2h)$	$1 / 1+ d_2/2h$	$(2h+ d_2) / (4h+ d_2)$

donde:

z_2 es la distancia entre la sección de análisis y la superficie del agua, en metros (véase la figura 12.2).

d_1 es el diámetro de la sección circular, en metros.

d_2 es la dimensión del lado de la sección cuadrada o rectangular que se analiza, en metros.

12.22 Conductoras.

En las conductoras que trabajan con un régimen a presión, la presión hidrodinámica P_{max} en KPa se determina por la fórmula:

$$P_{max} = \frac{5 A K_1 K_s \tilde{a}_a C_a T_o}{\delta} \quad (12.10)$$

donde :

C_a es la velocidad del sonido en el agua de la conductora, igual a 1 300 metros por segundos.

T_o es el periodo predominante de las oscilaciones sísmicas del suelo, cuya magnitud se toma igual a 0,5 segundos.

12.23 Altura de la ola gravitatoria en el embalse

La altura de la ola gravitatoria en el embalse debido a la acción sísmica a considerar en la definición de la altura de la corona de la cortina sobre el nivel del agua, para la condición de que la relación entre la longitud del embalse y la profundidad es mayor que 3, se puede calcular aproximadamente por la fórmula:

$$\Delta_h = 0,5 A K_1 K_s \sqrt{g h} \quad (12.11)$$

donde :

T_1 es el periodo predominante de las oscilaciones del lecho del embalse, se toma igual a un segundo.

12.24 Presión sísmica del suelo.

En los cálculos de muros de contención, así como túneles y otras obras subterráneas se considerará la presión sísmica inercial del suelo.

En los cálculos de resistencia y estabilidad de los muros de contención se tendrán en cuenta las cargas sísmicas inerciales debido al peso propio del muro y al peso del suelo que sirve de relleno.

En las obras subterráneas se considerará la presión inercial del suelo o roca debido al peso de la bóveda de descarga.

12.25 Presión de los suelos no cohesivos sobre muros de contención.

La presión de suelos no cohesivos sobre muros de contención considerando la acción sísmica se determina por las fórmulas:

$$q_a = \left[1 + K_1 K_s A \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) \right] p \quad (12.12)$$

$$q_p = \left[1 - K_1 K_s A \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) \right] p^* \quad (12.13)$$

donde :

q_a y q_p son las Presiones activa y pasiva del suelo considerando la acción sísmica, en kilonewton por metro cuadrado.

p y p^* son las Presiones activa y pasiva del suelo sin considerar la carga sísmica, en kilonewton por metros cuadrado.

φ es el Angulo de fricción interna, en grados sexagesimales (valor de cálculo) .

La presión minera inercial debido a la carga sísmica se calcula por la fórmula (12.4), donde Q_k se toma igual al peso de la bóveda de derrumbe o descarga.

12.26 Ubicación de las obras hidrotécnicas.

En la ubicación de las obras hidrotécnicas ubicadas en zonas sísmicas se deberá tener en cuenta lo siguiente:

- Las obras hidrotécnicas de contención se ubicarán preferiblemente en áreas alejadas de fallas tectónicas, en las cuales pueden tener lugar movimientos diferenciales en la cimentación de las obras
- Las obras principales del conjunto hidráulico (edificio de hidroeléctrica, aliviadero y obra de toma) se emplazarán en un macizo rocoso en los límites de los cuales la posibilidad de desplazamientos quede excluida.

12.27 Especificaciones constructivas.

La construcción de obras hidrotécnicas de contención en lugares en los límites de los cuales las márgenes opuestas estén formadas por materiales con marcada diferencia en las propiedades mecánicas no se recomienda.

La posibilidad de localización de fallas tectónicas en el área de construcción de los conjuntos hidráulicos y las características mecánicas (de deformación y resistencia) de las rocas que conforman las márgenes se determinarán sobre la base de investigaciones previas a la construcción.

12.28 Presencia de materiales blandos.

En presencia de materiales blandos en la cimentación de las obras se recomienda su extracción o la toma de medidas especiales para su densificación y reforzamiento. En caso de construcción de obras hidrotécnicas en roca se recomienda prestar especial atención en la ejecución de medidas para el reforzamiento de la roca y el mejoramiento del contacto de la obra base.

12.29 Licuacion.

En presencia de suelos no cohesivos saturados, en la base y cuerpo de las obras se debe realizar el chequeo de su licuación durante la acción sísmica. La evaluación se hará según las indicaciones dadas en el capítulo 8.

12.30 Estabilidad de taludes en cortinas de materiales locales.

En el diseño de presas de tierra se chequeará la estabilidad de los taludes, las cargas sísmicas calculadas por la fórmula (12.1) se considerarán fuerzas adicionales.

Al realizar los cálculos comprobatorios se hace necesario valorar diferencialmente la estabilidad de los taludes aguas arriba y aguas abajo.

12.30.1 Talud aguas arriba.

Para el talud aguas arriba en todos los casos el coeficiente de seguridad al deslizamiento del círculo de falla más crítico, determinado sobre la base de las normas vigentes de proyección y considerando la acción sísmica, siempre será mayor que la unidad. Si la estabilidad del talud aguas arriba no se garantiza, se chequeará la posibilidad de cambiar el material (con el objetivo de elevar la resistencia a cortante, así como elevar el coeficiente de filtración y la correspondiente disminución de la presión de los poros) la recarga del talud con un material más pesado y la utilización de otras medidas incluyendo suavizar el talud.

12.30.2 Talud aguas abajo.

Para el talud aguas abajo, en correspondencia con la sección 12.9 se permite el deslizamiento, si durante el periodo de acción del sismo esto no conlleva a la destrucción o pérdida de toda la obra y la rotura del frente de carga, y esto no exija para la reparación una inversión superior a la necesaria para la construcción de un talud más tendido que garantice la debida estabilidad.

En el anexo C se muestran ejemplos de cálculo de fuerza sísmica para el chequeo de estabilidad de taludes.

12.31 Cortinas de materiales locales, medidas ingieneriles.

Durante el diseño de cortinas de materiales locales en presas ubicadas en zonas sísmica se tendrán en cuenta las siguientes medidas ingieneriles:

- Se preverá la máxima compactación de los prismas exteriores particularmente en las zonas cercanas a la corona y en el prisma aguas arriba.
- Recarga de los taludes utilizando materiales pesados y de alta resistencia a cortante.
- Reducir al máximo los peligros de licuación en cimentaciones formadas por materiales no cohesivos saturados, valorando la posibilidad de su extracción o densificación.
- Dotar a la presa de un bordo libre amplio para poder soportar asientos y deslizamientos parciales.
- Utilizar zonas de transición y filtros generosamente diseñados y que estén constituidos con un material que no sea vulnerable a las fisuras.
- Utilizar drenes chimenea cerca de la porción central del terraplén en presas homogéneas.
- Proyectar núcleos anchos y con material plástico de menor susceptibilidad al agrietamiento.
- El ancho de la corona deberá ser tal que soporte las solicitaciones previstas con un mínimo de daños. Precisamente en la corona de la cortina tienen lugar las mayores aceleraciones debido al efecto de magnificación que se produce al entrar en movimiento la obra. El ancho de corona no se recomienda inferior a 4 metros.
- Ensanchar el núcleo en el contacto con la cimentación.
- Situar el núcleo de tal manera que disminuya la amplitud de los espaldones saturados por el embalse. En este sentido por orden de mayor a menor seguridad bajo la acción de la carga sísmica las cortinas se clasifican en:
 - a) De enrocamiento con pantalla impermeabilizante (hormigón armado, metal, asfalto, etc, sobre el talud aguas arriba.
 - b) De enrocamiento con pantalla de materiales locales (arcilla, arcilla arenosa, etc).

- c) De enrocamiento con núcleo de materiales locales (arcilla, arcilla arenosa, etc).
- d) Homogénea de materiales arcillosos.
- Estabilizar los taludes que bordean el embalse para evitar deslizamientos que pudieran afectar la presa.
- Si no se puede evitar la presencia de fallas en la cimentación, prever detalles especiales para minimizar sus posibles efectos.
- Evitar en la cimentación y laderas la existencia de materiales blandos o flojos.
- Homogeneizar al máximo las propiedades tenso-deformacionales de los distintos materiales
- Evitar el emplazamiento del aliviadero sobre la misma cortina, así como la colocación de conductoras o galerías dentro del terraplén apoyadas en el mismo.
- Prestar especial atención a la calidad con que se ejecutan las medidas antisísmicas previstas en el proyecto, y los trabajos de compactación, etc. Una de las causas principales del mal comportamiento de cortinas de materiales locales bajo la acción de sismos es la baja calidad en la ejecución de los trabajos de construcción.

12.32 Galerías de obras de toma.

En la proyección de galerías se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:

- Cimentar toda la galería sobre una base uniforme preferiblemente en roca.
- Considerar el armado a cortante de la estructura por consideraciones constructivas aunque por cálculo no se requiera.
- La conductora a instalar dentro de la galería deberá estar diseñada y contar con los hidromecanismos necesarios para efectuar el vaciado rápido del embalse en caso de fallas dentro del conjunto hidráulico debido a la acción de la carga sísmica.

12.33 Torres de captación.

Las torres de captación en embalses se diseñarán teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Se cimentarán sobre un mismo material preferiblemente en roca.
- Su posición dentro de la cortina deberá ser tal, que como mínimo un tercio de su altura quede dentro del terraplén.
- Deberá contar con los hidromecanismos necesarios para realizar el vaciado del embalse en caso de rotura o reparación debido a la acción sísmica.
- Para su explotación deberá tenerse en cuenta un puente de servicio, el cual se cimentará preferiblemente en terreno natural, y como última alternativa sobre la cortina.
- La rigidez en planta de la sección transversal de la torre en ambas direcciones de trabajo deberá ser lo mas uniformemente posible.

Anexo A
(Informativo)

Bibliografía

1. Normas técnicas complementarias para diseño por sismo 1989 México.
2. Edificaciones antisísmicas. 1982. Venezuela.
3. Código Colombiano de construcciones sismo-resistentes. 1984. Colombia.
4. Normas de diseño sismo-resistente Perú
5. Norma de construcción sismo-resistente. 1992. España
6. Código modelo para el diseño sismo-resistente de estructuras de hormigón armado. 1985 CEB.
7. Recommended lateral force requirements and commentary. 1991 SEA. USA.
8. Uniform building code. 1991. USA.
9. SNIP II-7-81 Construcciones en regiones sísmicas. 1981 URRS.
10. ISO 3010 Bases for desing of structures –Seismic action on structures.
11. Reglamento de emergencia del diseño sísmico de la república de El Salvador.
12. Earthquake resistant design. 1990 Dowrick.
13. Manual de configuración sísmica de edificios. 1990 Christopher Arnold. Robert Reitherman.
14. Fundamentos de ingeniería sísmica. 1982 E. Rosenblueth. N. M. Newmark.
15. Diseño de estructuras resistentes a sismos. 1991 E. Rosenblueth y otros autores.
16. Manual de diseño sísmico de edificios. E Bazan R. Meli
17. Desing of prefabricated concrete buildings for earthquake loads. ATC-8 1981
18. Comparison of building seismic design practices in the United States and Japan. ATC-15. 1984
19. Reglamento de la construcción de hormigón armado (ACI-318-89) y comentarios (ACI 318R-89)
20. Guideline for seismic design and construction of single story masonry building inseismic zone 2 ATC-5 1984.
21. Repair and strengthening of reinforced concrete stone and brick-masonry building UNIDO
22. OPS (1993) Mitigación de desastres en las instalaciones de la salud Volumen 4 Aspectos de ingeniería
23. Edificaciones sismo resistentes. Manual de aplicación de las normas. José Gracés
24. Dynamics of Structures. Theory and applications to earthquake engineering. Anil K. Chopra
25. Seismic Design of reinforced concrete and masonry buildings. Pauly and Prestley.

Anexo B
(Informativo)

Fórmulas para el cálculo aproximado de los periodos y formas de oscilación.

Cortina de materiales locales.

El período de las oscilaciones horizontales propias de la cortina de sección homogénea con una longitud por la corona mayor o igual a cuatro alturas de la cortina ($L_c \geq 4H$) y se calcula por la siguiente fórmula:

$$T_i = \frac{2 H}{a_i V_s} \quad (\text{B.1})$$

donde :

T_i es el periodo de las oscilaciones para el modo i , en segundos.

a_i el coeficiente que se toma por la tabla B.1 para el modo i de la oscilación

Tabla B.1 Coeficiente a_i para 4 modos de oscilaciones propias de cortinas de materiales locales

Modo N°	1	2	3	4
a_i	2,4	5,52	8,65	11,79

V_s es la velocidad de propagación de las ondas transversales en el material del cuerpo de la cortina, en metros/segundos que se calcula por la siguiente formula.

$$V_s = \sqrt{\frac{G g}{c}} \quad (\text{B.2})$$

donde:

G es el módulo de corte dinámico del material (en Kpa) que se calcula por la siguiente formula:

$$G = \frac{E_c}{2(1 + \mu)} \quad (\text{B.3})$$

E_c es el módulo de deformación del material, Kilopascal.

μ es el coeficiente de Poisson del material

γ_c es el peso volumétrico del material en el estado que se encuentra en la cortina, kilogramo por metro cúbico.

g es la aceleración de la fuerza de gravedad, en metros por segundo cuadrado.

En la tabla B.2 se dan de forma aproximada la velocidad de propagación de ondas longitudinales (V_p) y transversales (V_s) en suelos y rocas.

H – es la altura de cortina, en metros

Cuando las cortinas se ubican en cierres con una relación $L_c < 4H$, el cálculo de los periodos de las oscilaciones propias se realiza por la siguiente fórmula que tiene en cuenta aproximadamente la forma del cierre.

$$T_1 = \frac{2}{a_i V_s} \frac{H}{\sqrt{1 + \left(\frac{j H}{a_o L_c}\right)^2}} \quad (\text{B.4}) :$$

donde:

$$= \frac{2}{3} \frac{1 + K + K^2}{1 + K} \quad (\text{B.5})$$

$$K = \frac{L_o}{L_c} \quad (\text{B.6})$$

L_o es la longitud de la cortina por la base, en metros.

L_c es al longitud de la cortina por la corona, en metros

j - es el número de orden del modo evaluado.

Tabla B.2 Velocidad de propagación de las ondas elásticas en suelos y rocas

Suelos y rocas	Peso Volumétrico T/m ³	Velocidad de las ondas elásticas km/s		Relación Vs/Vp
		Longitudinales Vp	Transversales Vs	
SUELOS				
Rellenos sueltos no saturados (arena, arena arcillosa arcilla arenosa)	1,4-1,7	0,1-0,3	0,07-0,15	0,62-0,4
Gravo-arenosos	1,6-1,9	0,2-0,5	0,1-0,25	0,62-0,4
Arenosos secos	1,4-1,7	0,15-0,9	0,13-0,5	0,62-0,55
Arenosos con humedad media	1,6-1,9	0,25-1,3	0,16-0,6	0,55-0,4
Arenosos saturados	1,7-2,2	0,3-1,6	0,2-0,8	0,4-0,1
Arcillosos arenosos y Arenos –arcillosos	1,6-2,1	0,3 – 1,4	0,12-0,7	0,6-0,3
Arcillosos húmedos, plásticos	1,7-2,2	0,5-2,8	0,13-1,2	0,4-0,1
Arcillosos densos, de consistencia dura y semidura	1,9-2,6	2,0-3,5	1,1-2,0	0,62-0,4
Limosos	1,3-1,6	0,38-0,4	0,13-0,14	0,35
Marga	1,8-2,6	1,4-3,5	0,8-2,0	0,62-0,4
Arenisca meteorizada	1,7-2,0	1,0-3,0	0,6-1,8	0,55-0,3
Arenicas densa, dura	2,0-2,6	2,0-4,3	1,1-2,5	0,62-0,55
Caliza dura	2,0-3,0	3,0-6,5	1,5-3,7	0,62-0,55
Esquisto arcilloso	2,0-2,8	2,0-5,0	1,2-3,0	0,62-0,2
Rocas volcánicas y metamórficas muy agrietadas granito, basalto, diabasa, etc)	2,4-3,0	3,0-5,0	1,7-3,0	0,58-0,48
Rocas volcánicas poco agrietadas (granito, basalto, diabasa, etc)	2,7-3,3	4,0-6,5	2,7-4,3	0,65-0,58

NOTA B.1 Para cierres en forma de triángulo $\Omega = 2/3$ ($K=0$) y cuando son rectangulares $\Omega = 1$ ($K=1$).

Las fórmulas B.1 y B.4 se obtienen considerando oscilaciones de corte de una cuña de sección triangular, cuyas formas de oscilación son constantes y no dependen de la inclinación de los talu-

des. Por esta razón en el cálculo de cortinas de materiales locales se pueden utilizar los valores constantes del coeficiente η_{ik} según la tabla B.3 .

Tabla B.3 Coeficiente η_{ik} para cuatros modos de oscilación de cortinas de materiales locales.

X/H	i=1	i=2	i=3	i=4
0,0	1,605	-1,069	0,855	-0,728
0,1	1,578	-0,988	0,699	-0,496
0,2	1,510	-0,766	0,324	-0,017
0,3	1,400	-0,452	-0,081	0,251
0,4	1,252	-0,118	-0,319	0,193
0,5	1,074	0,179	-0,304	-0,088
0,6	0,872	0,371	-0,101	-0,218
0,7	0,654	0,428	0,142	-0,079
0,8	0,430	0,362	0,255	0,100
0,9	0,209	0,201	0,186	0,124
1,0	0,000	0,000	0,000	0,000

NOTA B.2 : X/H - coordenada relativa de la sección de la cortina tomada desde la corona.

Cuando las cortinas de materiales locales no se cimientan en roca, se recomienda tener en cuenta la deformabilidad de la base al determinar el periodo de las oscilaciones propias En este caso el coeficiente a_i en las fórmulas B.1 y B.4 se tomará de la tabla B.4 .

Tabla B.4 Coeficiente a_i para cuatro modos de oscilaciones propias de cortinas de materiales locales considerando la deformabilidad de la base.

Ko	i=1	i=2	i=3	i=4
0,0	2,40	5,52	8,65	11,79
0,5	1,90	5,05	8,20	11,79
1,0	1,45	4,70	7,85	11,79
1,5	1,15	4,45	7,65	11,79
2,0	0,90	4,35	7,50	11,79

El coeficiente K_o depende de la relación entre los módulos de deformación del material del cuerpo de la cortina y de la base, así como del coeficiente de Poisson y el coeficiente K que considera las dimensiones de la superficie de contacto de la cortina con la base y se determina por la siguiente formula.

$$K_o = \frac{K E_c}{2(1 + \nu) E_b} \quad (B.7)$$

donde:

E_c , E_b son los módulos de deformación del material del cuerpo de la cortina y la base respectivamente, en kilonewton/metros cúbicos.

μ es el Coeficiente de Poisson del material que conforma la base de la cortina

K es el Coeficiente de deformabilidad de la base de la cortina bajo cargas uniformemente distribuidas aplicadas en la superficie de contacto de la cortina, que se determina en dependencia del coeficiente de Poisson de la base y la relación de lados de un área rectangular $a \times b$ (a es la distancia a lo largo del eje de la cortina y b es la distancia perpendicular al eje de la cortina) que aproximadamente sustituye el área de contacto de la cortina con la base , se toma de la tabla B.5 para un valor del coeficiente de Poisson μ entre 0,2 y 0,3 .

Tabla B.5 Coeficiente K

b / a	2,0	4,0	8,0	12,0	20,0
K	1,4	1,8	2,2	2,4	2,7

Para el cálculo de cortinas de materiales locales en bases deformables se permite considerar solo 3 modos de oscilaciones propias de la obra determinados considerando la deformabilidad de la base. El valor del coeficiente de forma se toma de la tabla B.6 .

Tabla B.6 Coeficiente η_{ik} para tres modos de oscilaciones propias considerando la deformabilidad de la base.

X/H	$K_0=0,5$			$K_0=1,0$			$K_0=2,0$		
	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=1$	$i=2$	$i=3$
0,0	1,53	-0,812	0,91	1,3	-0,85	0,8	1,14	-0,63	0,69
0,1	1,515	-0,76	0,73	1,27	-0,8	0,68	1,1	-0,6	0,6
0,2	1,47	-0,61	0,38	1,26	-0,66	0,38	1,1	-0,51	0,36
0,3	1,4	-0,39	-0,04	1,24	0,48	0,04	1,09	-0,39	0,06
0,4	1,3	-0,15	-0,31	1,2	-0,24	-0,24	0,08	-0,23	-0,18
0,5	1,17	0,07	-0,34	1,12	-0,02	-0,32	1,06	-0,08	-0,27
0,6	1,03	0,24	-0,16	1,08	0,02	-0,214	1,03	0,06	-0,21
0,7	0,87	0,32	0,08	0,99	0,29	-0,01	1,0	0,17	-0,05
0,8	0,7	0,32	0,25	0,9	0,34	0,178	0,97	0,24	0,1
0,9	0,52	0,24	0,24	0,81	0,31	0,24	0,94	0,25	0,2
1,0	0,34	0,09	0,09	0,69	0,23	0,16	0,9	0,22	0,18

Torres de captación y apoyos de puentes.

1. El periodo para el primer modo de las oscilaciones propias se determina por la fórmula (considerando la estructura como una viga en voladizo).

$$T = \sqrt{\frac{m H^3}{3EI}} \quad (\text{B.8})$$

donde :

m es la masa de la estructura, en kilonewton segundo cuadrado por metros ($m = Q / g$)

Q es el peso de la estructura, en kilonewton.

g es la aceleración de la fuerza de gravedad, en metros por segundo

E es el módulo de deformación del hormigón de la estructura, kilopascal.

H es la altura de la torre, en metros

I es el momento de inercia de la sección transversal de la estructura, en metros a la cuarta.

2. El cálculo del periodo de las oscilaciones propias de la estructura considerando la masa del agua asociada se efectúa por la fórmula:

$$T^* = T \sqrt{1 + \frac{m_a}{m}} \quad (\text{B.9})$$

donde:

T es el periodo de las oscilaciones propias de la estructura sin considerar la masa de agua asociada, en segundos.

Ma es la masa del agua asociada a la masa de la estructura, en kilonewton segundo cuadrado por metros.

m es la masa de la estructura, en kilonewton segundo cuadrado por metros.

Anexo C
(Normativo)

Cálculo de fuerzas sísmicas.

Cortina de materiales locales.

Para los cálculos de estabilidad de taludes en cortinas de materiales locales se determinan las aceleraciones sísmicas en diferentes puntos de la cortina. Las cargas sísmicas se calculan solo para las partes de la obra que se chequean. Las aceleraciones sísmicas para el punto K de la obra se determinan por la fórmula (12.6):

$$S_k^* = \sqrt{\sum_{i=1}^n (S_{ik}^*)^2}$$

donde :

S_k^* es la aceleración sísmica en fracción de g para el punto k.

S_{ik} es la aceleración sísmica en fracción de la gravedad para el modo i de las oscilaciones propias, se calcula por la fórmula(12.7)

n - es el número de modos de oscilación considerados

Cuando se utilizan las aceleraciones sumarias S_k^* determinadas por la fórmula (12.6) para el chequeo de la estabilidad de taludes, la magnitud de S_k^* en el contacto de la obra con la base se toma igual a $K_1 K_s A$.

La fuerza sísmica se determina multiplicando los valores de S_k^* por los pesos de los correspondientes elementos del prisma de deslizamiento que se chequea.

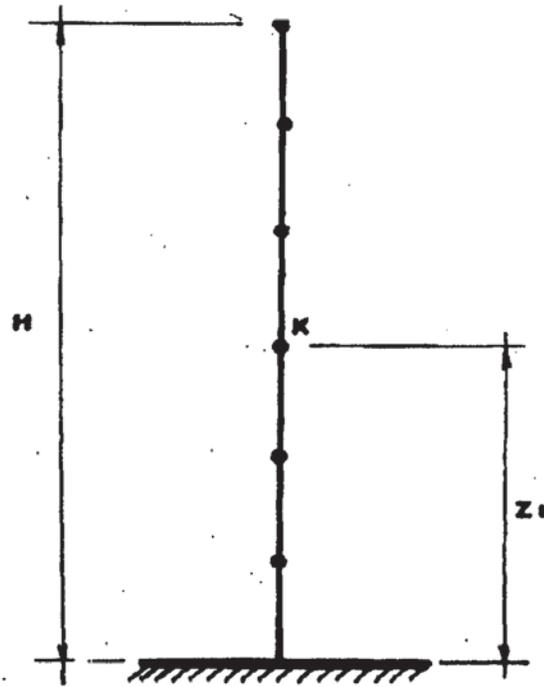


Figura C.1 Esquema para el cálculo de η_{ik}

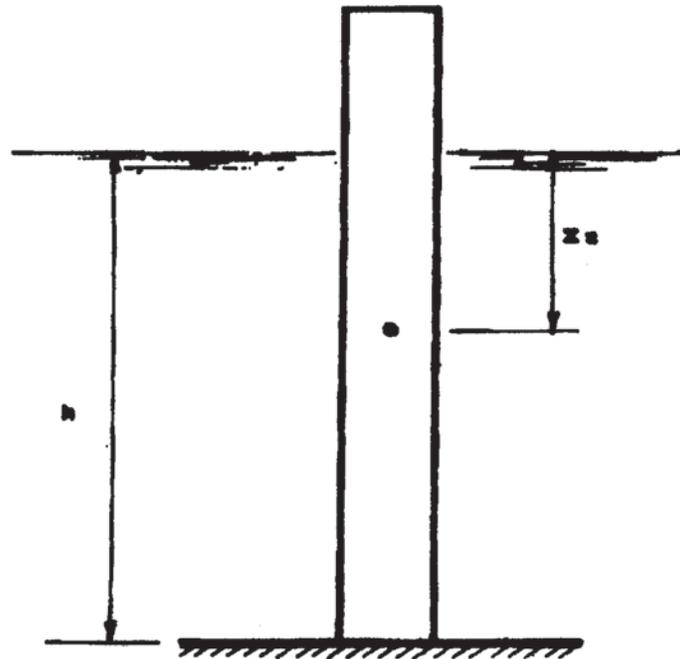


Figura C.2 Esquema para el cálculo de la presión sísmica hidrodinámica