

**NORMA  
VENEZOLANA**

---

**COVENIN  
1756-2:2001**

**EDIFICACIONES  
SISMORRESISTENTES  
PARTE 2: COMENTARIOS**

**(1<sup>ra</sup> Revisión)**



**MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA  
DIRECCIÓN GENERAL SECTORIAL DE EQUIPAMIENTO URBANO**





# **NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756:2001-2**

## **EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES Parte 2: Comentarios**

CARACAS, MARZO DE 2001

## PRÓLOGO

El **CONSEJO SUPERIOR DE FONDONORMA**, en su 7<sup>ma</sup> reunión del día 25 de Julio de 2001, aprobó la presente Norma elaborada por la Comisión Ad-Hoc designada por la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas FUNVISIS, como la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001, Partes 1 y 2, titulada **EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES, REQUISITOS Y COMENTARIOS** respectivamente, que sustituye a la Norma Venezolana COVENIN 1756:1998 Edificaciones Sismorresistentes (Provisional).

Las observaciones y consultas técnicas deberán entregarse por escrito y debidamente documentadas, según las pautas establecidas en la "**Guía para Consultas Técnicas a la Comisión Ad-Hoc de FUNVISIS**", las cuales se detallan al final de esta publicación.

Se agradece dirigir las observaciones, sugerencias y consultas a la Prof. Nuris Orihuela, Presidenta de FUNVISIS, o al Dr. José Grases, Coordinador.

Fax: (0212) 257.99.77  
e-mail: [funvisis@internet.ve](mailto:funvisis@internet.ve)

Dirección postal:  
FUNVISIS,  
Prolongación Calle Mara, El Llanito, Caracas 1070-A

Distribución y Venta:  
**FONDONORMA**,  
Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad,  
Venta de Normas, Torre Fondo Común, Piso 12  
Av. Andrés Bello, Caracas  
Teléfono (desde el extranjero 58212 ó desde Venezuela 0212) 575.41.11

## PRESENTACIÓN

A fines de 1990, el Ing. César Hernández organizó la revisión de la Norma COVENIN 1756, Edificaciones Antisísmicas, en vigencia desde 1982. Para ello se convocó un conjunto de profesionales que se agruparon en diferentes comisiones según sus especialidades; estos fueron: Agustín Mazzeo, Américo Fernández, André Singer, Antonio Güell, Arnaldo Gutiérrez, Arnim De Fries, Carlos Beltrán, Celso Fortoul, Eduardo Celis, Enrique Arnal, Enrique Gajardo, Feliciano De Santis, Franck Audemard, Giovanni Cascante, Heriberto Echezuría, José Grases, Jorge Mendoza, Julio J. Hernández, Manuel Pagá, Mathias Franke, Miguel Lugo, Oscar Andrés López, Pascual Perazzo, Peggy Quijada, Robert Pérez, Roberto Araya, Salvador Safina, Simón Lamar, Víctor Fariñas, William Lobo Quintero.

Con posterioridad al fallecimiento del Ing. César Hernández, su sustituto en la Presidencia de FUNVISIS, el Ing. Nicolás Colmenares, aseguró la continuidad de los trabajos de revisión de la misma entre 1991 y 1996. De igual forma el Dr. André Singer, Presidente de la Fundación hasta finales del año 1999 y a la Profesora Nuris Orihuela actual Presidenta cuyo apoyo incondicional ha facilitado el éxito de este proyecto.

El documento contiene el Articulado de la nueva Norma COVENIN 1756 para Edificaciones Sismorresistentes, que la Comisión ad-hoc designada por FUNVISIS elevó a la consideración de la Comisión de Normas de MINDUR, el 31 de julio de 1998. Su contenido incluye las observaciones y sugerencias de esa Comisión de Normas, y es el resultado de un conjunto de contribuciones coordinadas por FUNVISIS durante los últimos años, entre las cuales destacan las siguientes:

- a) Elaboración de un extenso documento base, preparado por los Ingenieros: Julio J. Hernández, Oscar A. López, Arnaldo Gutiérrez y Ricardo Bonilla, el cual contiene contribuciones de FUNVISIS e INTEVEP, presentado a finales de 1996. En ese documento se incorporaron los análisis y recomendaciones en el área de geotécnica y espectros de respuesta, elaborados por Heriberto Echezuría, José Luis Alonso, Ender

Parra, así como observaciones presentadas por Denis Rodríguez, José Bolívar, Robert Pérez y William Lobo Quintero.

- b) Preparación de una versión preliminar del Articulado, fundamentada en el documento anterior, por los Ingenieros: José Grases, Arnaldo Gutiérrez y Robert Pérez, presentada en Agosto de 1997, de la cual se hizo una edición de 100 ejemplares para ser distribuidos en todo el país.
- c) Organización de las observaciones, comentarios y sugerencias recibidas hasta Febrero de 2001, y revisiones del nuevo mapa de zonificación sísmica. Contribuyeron los siguientes profesionales: Alberto Ramos, Alfonso Malaver, Alfredo Morón, André Singer, Andrés Pesti, Antonio Sarco, Arnaldo Gutiérrez, Cesar Vezga, Denis Rodríguez, Eduardo Arnal, Eduardo Celis, Ender Parra, Enrique Castilla, Franck Audemard, Germán Lozano, Gloria Romero, Gustavo Arias, Henrique Arnal, Herbert Rendón, Heriberto Echezuría, INTEVEP, Jorge González, Joaquin Marín, José Bolívar, José Grases, José Parra, José A. Peña, José A. Rodríguez, José B. Perez Guerra, José M. Velásquez, Julio J. Hernández, Gustavo Malavé, Leonardo Mata, Manuel Pagá, Mario Mendoza, Mario Paparoni, Oscar A. López, Pedro Rivero, Pietro Di Marco, Ricardo Bonilla, Roberto Ucar, Rosendo Camargo Mora, Sociedad Venezolana de Ingenieros Civiles (SOVINCIV), William Lobo Quintero.
- d) Preparación y discusión del texto del articulado final presentado en Diciembre de 1998, por parte de una Comisión Ad-Hoc designada por FUNVISIS con la participación de los siguientes profesionales: Arnaldo Gutiérrez, Denis Rodríguez, Heriberto Echezuría, Jorge González (Secretario), José Grases (Coordinador), Oscar A. López, William Lobo Q. y Manuel Pagá (Asesores), con sede en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la U.C.V. Esta versión se tradujo al inglés y está incluida en la lista de normas sismorresistentes mundiales de la International Association for Earthquake Engineering
- e) Cumplido el período previsto de provisionalidad se procedió a la revisión y actualización de la versión de Diciembre de 1998, esto fue realizado por la siguiente

Comisión Ad-Hoc: Arnaldo Gutiérrez, Denis Rodríguez, Heriberto Echezuría, Jorge González (Secretario), José Grases (Coordinador), Oscar A. López, con la colaboración de José Parra y Manuel Pagá. La revisión del Comentario estuvo a cargo de Julio J. Hernández. La Comisión sesionó en la sede de FUNVISIS.

Comisión Ad-Hoc  
Caracas, 16 de Marzo de 2001

## **AGRADECIMIENTOS**

Los miembros de la Comisión dejan constancia de su agradecimiento por su aporte y apoyo permanente, a las instituciones que se citan a continuación: Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Facultad de Ingeniería, UCV; Centro de Investigación y Apoyo Tecnológico de Petróleos de Venezuela (PDVSA-INTEVEP); Consejo Nacional de la Vivienda (CONAVI); Servicio Autónomo de Geografía y Cartografía Nacional (SAGECAN) del Ministerio del Ambiente y los Recursos Naturales Renovables (MARNR).

Los miembros de la Comisión agradecen también a los ingenieros Salomón Epelboim, Joaquin Marín, Arnaldo Gutiérrez y Carmen Lobo de la ex-comisión de Normas del Ministerio del Desarrollo Urbano (MINDUR) por la revisión del texto final y sus valiosos aportes al contenido de este documento. Igualmente se agradece la colaboración de la dibujante Marina Peña en la preparación de la parte gráfica de este documento.

Comisión Ad-Hoc

# **EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES COVENIN-MINDUR 1756:2001**

## **INTRODUCCIÓN**

La presente NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756:2001, Edificaciones Sismorresistentes, Partes 1 y 2, Requisitos y Comentarios, respectivamente, aprobada por el Ministerio de Industria y Comercio como de carácter obligatorio de conformidad con los Artículos 10 y 14 de la Ley sobre Normas Técnicas y de Control de Calidad, publicada en la Gaceta Oficial de la República de Venezuela No. 36.635 de fecha 20 de enero de 1999, hecha la revisión aprobada por el CONSEJO SUPERIOR DE FONDONORMA en su 7<sup>ma</sup> reunión del día 25 de Julio de 2001, sustituye a la Norma "Edificaciones Sismorresistentes" COVENIN-MINDUR 1756:1998 (Provisional), publicada y declarada de cumplimiento obligatorio en la Gaceta Oficial Nro. 36.635 de fecha 20 de enero de 1999. Se aplicará en conjunción con las Normas COVENIN-MINDUR vigentes y, transitoriamente, con los códigos extranjeros que se indican en las Disposiciones Transitorias de este texto. En caso de alguna contradicción, esta Norma privará en todos los aspectos concernientes a las acciones sísmicas y al diseño sismorresistente a considerar en el proyecto, construcción, inspección y mantenimiento de las edificaciones.

La presente Norma Venezolana está constituida por dos partes: Parte 1 Requisitos y Parte 2 Comentarios, organizados en Capítulos, Artículos, Secciones y Subsecciones, identificados con 1 a 4 dígitos. Cuando haya Comentario, el número del articulado es subrayado. En la Parte 2 Comentario, identificado por la inicial C, se encuentran explicaciones que complementan el Articulado y ayudan a su mejor interpretación. En general, los comentarios están respaldados por referencias especializadas.

Los requerimientos para el diseño sismorresistente de edificaciones establecidos en esta Norma, se complementan con otras normativas y especificaciones para la evaluación sísmica de equipos, instalaciones y otras obras, promulgadas en el país desde la primera versión de la Norma COVENIN 1756; una compilación sobre las mismas se encuentra en el libro DISEÑO SISMORRESISTENTE. ESPECIFICACIONES Y CRITERIOS APLICADOS EN VENEZUELA, editado como Vol. XXXIII por la Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales de Julio de 1997.

## **PRINCIPALES CAMBIOS, REVISIÓN 2001**

Los principales cambios hechos a la versión provisional de esta Norma, COVENIN 1756:1998, son los siguientes:

- Artículo 1.3 (nueva redacción)
- Artículo 3.5 (título y ampliación de los fundamentos de la Norma)
- Capítulo 4 (valores de Ao y ajuste de zonificación por Municipios)
- Capítulo 5 (nueva Tabla 5.1)
- Sección 6.2.2 (modificado)
- Sección 6.3.1 (mejoras en la descripción de tipos estructurales)
- Sección 6.4.1 (modificada)
- Tabla 7.1 (nueva Tabla 7.1)
- Subsección 7.3.2.1 (modificada)
- Artículo 8.5 (fórmula 8.2)
- Artículo 8.6 (mejor definición de criterios de superposición)
- Artículo 8.8 (nuevo)
- Artículo 9.5 (reducción de la excentricidad accidental; fórmulas 9.21 a 9.23)
- Subsección 9.6.2.2 (reducción de la excentricidad accidental)
- Subsección 11.4.5.1 (modificada)
- Artículo 12.2 (mejor definición del campo de aplicación)
- Capítulo 13 (nueva redacción)
- Índice Analítico (revisión y nuevas entradas temáticas)
- Comentario y Referencias (revisado, ampliado y enriquecido con referencias recientes).

Comisión Ad-Hoc  
Marzo 2001

# ÍNDICE

	Articulado	Comentario
	Pág	Pág
PRÓLOGO.....	i	
PRESENTACIÓN.....	iii	
AGRADECIMIENTOS .....	vii	
INTRODUCCIÓN .....	ix	
PRINCIPALES CAMBIOS, REVISIÓN 2001.....	xi	
 <b>ARTICULADO</b>		
CAPITULO 1 OBJETIVOS, ALCANCE Y RESPONSABILIDADES .....	1	C- 1
1.1 OBJETIVOS.....	1	C- 1
1.2 ALCANCE.....	1	C- 2
1.3 RESPONSABILIDADES Y LIMITACIONES.....	2	C- 4
CAPITULO 2 DEFINICIONES Y NOTACIÓN.....	3	C- 8
2.1 DEFINICIONES .....	3	C- 8
2.2 NOTACIÓN.....	7	
CAPITULO 3 GUÍA DE APLICACIÓN Y FUNDAMENTOS BÁSICOS.....	12	C-11
3.1 CLASIFICACIÓN .....	12	C-11
3.2 ACCIÓN SÍSMICA CRITERIOS, Y MÉTODOS DE ANÁLISIS .....	12	C-11
3.3 REQUISITOS DE DISEÑO Y DETALLADO.....	12	C-11
3.3.1 DISPOSICIÓN TRANSITORIA.....	12	
3.4 OTRAS EDIFICACIONES.....	13	C-12
3.5 FUNDAMENTOS BÁSICOS .....	13	C-13
CAPITULO 4 ZONIFICACIÓN SÍSMICA .....	15	C-15
4.1 MAPA DE ZONIFICACIÓN.....	15	C-15
4.2 MOVIMIENTOS DE DISEÑO.....	15	C-17
CAPITULO 5 FORMAS ESPECTRALES TIPIFICADAS DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN .....	21	C-19
5.1 SELECCIÓN DE LA FORMA ESPECTRAL Y EL FACTOR $\phi$ .....	21	C-19
5.2 CASOS ESPECIALES.....	22	C-26
CAPITULO 6 CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIONES SEGÚN EL USO, NIVEL DE DISEÑO, TIPO Y REGULARIDAD ESTRUCTURAL.....	23	C-30
6.1 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL USO .....	23	C-30
6.1.1 GRUPOS .....	23	C-30
6.1.2 USOS MIXTOS.....	24	C-32
6.1.3 FACTOR DE IMPORTANCIA .....	24	C-32
6.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO .....	25	C-33
6.2.1.- NIVELES DE DISEÑO .....	25	C-33
6.2.2.- NIVELES DE DISEÑO REQUERIDOS .....	26	C-34
6.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA .....	27	C-35
6.3.1 TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES A SISMOS.....	27	C-35

6.3.2	COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES .....	28	C-41
6.4	FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA .....	28	C-41
6.4.1	CASOS DE ESTRUCTURAS IRREGULARES .....	28	C-44
6.5	CLASIFICACIÓN SEGÚN LA REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA .....	28	C-45
6.5.1	EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA REGULAR .....	28	
6.5.2	EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA IRREGULAR .....	30	
CAPITULO 7 COEFICIENTE SÍSMICO Y ESPECTROS DE DISEÑO .....		33	C-55
7.1	COEFICIENTE SÍSMICO .....	33	C-55
7.2	ESPECTROS DE DISEÑO .....	34	C-57
7.3	FUERZAS SÍSMICAS EN COMPONENTES, APÉNDICES E INSTALACIONES ..	36	C-58
7.3.1	CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO .....	36	C-59
7.3.2	COEFICIENTES SÍSMICOS .....	36	C-59
CAPITULO 8 REQUISITOS GENERALES, CRITERIOS DE ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD .....		38	C-62
8.1	GENERALIDADES .....	38	C-62
8.2	DIRECCIONES DE ANÁLISIS .....	38	C-62
8.3	REQUISITOS DE ANÁLISIS .....	38	C-63
8.3.1	HIPÓTESIS PARA EL ANÁLISIS .....	38	C-63
8.3.2	COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES .....	38	C-64
8.3.3	RIGIDEZ DE LOS DIAFRAGMAS .....	39	C-66
8.3.4	EFFECTOS DE LA TABIQUERÍA .....	39	C-69
8.4	SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES .....	39	C-69
8.5	EFECTOS P- $\Delta$ .....	39	C-69
8.6	COMBINACIÓN DE ACCIONES .....	40	C-70
8.7	DISPOSITIVOS PARA REDUCIR LA RESPUESTA SÍSMICA .....	41	C-72
8.8	EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA .....	41	C-72
CAPITULO 9 MÉTODOS DE ANÁLISIS .....		42	C-74
9.1	CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS .....	42	C-74
9.1.1	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	42	
9.1.2	ANÁLISIS DINÁMICO PLANO .....	42	
9.1.3	ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL .....	42	
9.1.4	ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL CON DIAFRAGMA FLEXIBLE .....	42	
9.1.5	OTROS MÉTODOS DE ANÁLISIS .....	42	
9.2	SELECCIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS .....	43	C-75
9.3	MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE .....	44	C-76
9.3.1	FUERZA CORTANTE BASAL .....	44	C-77
9.3.2	PERÍODO FUNDAMENTAL .....	45	C-77
9.3.3	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DEBIDO .. A LOS EFECTOS TRASLACIONALES .....	46	C-79
9.4.-	MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON UN GRADO DE LIBERTAD POR NIVEL .....	47	C-79
9.4.1	MODELO MATEMÁTICO .....	47	C-80
9.4.2	MODOS .....	47	C-80
9.4.3	ANÁLISIS .....	47	C-81
9.4.4	NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN .....	48	C-81
9.4.5	COMBINACIÓN MODAL .....	49	C-82
9.4.6	CONTROL DE CORTANTE BASAL Y VALORES DE DISEÑO .....	49	C-83
9.5	MÉTODO DE LA TORSIÓN ESTÁTICA EQUIVALENTE .....	49	C-84

9.6	MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD POR NIVEL.....	51	C-91
9.6.1	GENERALIDADES.....	51	C-91
9.6.2	VALORES DE DISEÑO.....	51	C-91
9.7	MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL CON DIAFRAGMA FLEXIBLE....	53	C-94
9.7.1	CAMPO DE APLICACIÓN .....	53	C-94
9.7.2	MODELO MATEMÁTICO.....	53	C-95
9.7.3	ANÁLISIS.....	54	C-96
9.7.4	TORSIÓN ADICIONAL .....	54	C-96
9.7.5	COMBINACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA Y LA TORSIÓN ADICIONAL.....	55	C-96
9.7.6	CONTROL DE CORTANTE MÍNIMO.....	55	C-97
9.7.7	EFFECTO P- $\Delta$ .....	55	C-97
9.8	MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO CON ACELEROGRAMAS.....	55	C-97
9.8.1	GENERAL .....	55	C-97
9.8.2	MODELO ESTRUCTURAL.....	56	C-98
9.8.3	ANÁLISIS INELÁSTICO.....	56	C-98
9.8.4	ACELEROGRAMAS.....	56	C-99
9.9	PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO INELÁSTICO.....	56	C-100
CAPITULO 10 CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS .....		57	C-101
10.1	DESPLAZAMIENTOS LATERALES TOTALES .....	57	C-101
10.2	VALORES LIMITES.....	58	C-101
10.3	SEPARACIONES MÍNIMAS .....	58	C-102
10.3.1	LINDEROS.....	58	
10.3.2	EDIFICACIONES ADYACENTES.....	58	
10.3.3	EDIFICACIONES EN CONTACTO .....	58	
CAPITULO 11 FUNDACIONES, MUROS DE SOSTENIMIENTO Y TERRENOS EN PENDIENTE .....		59	C-103
11.1	VALIDEZ Y ALCANCE.....	59	C-103
11.2	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS .....	59	C-103
11.2.1	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS .....	59	C-103
11.2.2	MÉTODOS DE ANÁLISIS .....	59	C-107
11.3	REQUISITOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	59	
11.4	FUNDACIONES.....	60	
11.4.1	VERIFICACIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN.....	60	
11.4.2	VIGAS DE RIOSTRA .....	60	C-107
11.4.3	PEDESTALES .....	60	C-108
11.4.4	SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS .....	60	C-108
11.4.5	FUNDACIONES SUPERFICIALES.....	61	C-108
11.4.6	FUNDACIONES CON PILOTES .....	62	C-109
11.4.7	CRITERIOS DE DISEÑO PARA FUNDACIONES CON PILOTES .....	64	C-111
11.5	MUROS DE SOSTENIMIENTO .....	64	C-112
11.5.1	CLASIFICACIÓN .....	64	C-112
11.5.2	ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE LOS MUROS DE SOSTENIMIENTO.....	64	C-112
11.5.3	SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS.....	64	C-112
11.5.4	VERIFICACIÓN SÍSMICA DE LA ESTABILIDAD DE MUROS.....	65	C-112
11.6	ESTABILIDAD DE LOS TERRENOS EN PENDIENTE .....	65	C-113
11.6.1.-	ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE LOS TERRENOS EN PENDIENTE.....	66	C-113
11.6.2.-	FACTORES DE SEGURIDAD.....	66	C-114

11.7 MÉTODOS DE ANÁLISIS ACOPLADOS ESFUERZO-DEFORMACIÓN CON ACELEROGRAMAS.....	66	
<b>CAPITULO 12 EDIFICACIONES EXISTENTES.....</b>	<b>67</b>	<b>C-116</b>
12.1 ALCANCE.....	67	C-116
12.2 CAMPO DE APLICACIÓN.....	67	C-116
12.3 CLASIFICACIÓN SISMORRESISTENTE.....	67	C-117
12.3.1.- NIVEL DE DISEÑO Y FACTOR DE RESPUESTA, R.....	67	C-117
12.3.2.- TIPO DE ESTRUCTURA.....	68	
12.4 SISMOS DE DISEÑO Y/O REVISIÓN.....	68	C-118
12.5 EVALUACIÓN.....	69	C-118
12.6 ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN.....	69	C-119
<b>CAPITULO 13 INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA .....</b>	<b>70</b>	<b>C-122</b>
13.1 GENERAL .....	70	C-122
13.2 TIPO DE INSTRUMENTO .....	70	C-122
13.3 LOCALIZACIÓN DE LOS INSTRUMENTOS.....	70	C-123
13.4 COSTOS Y MANTENIMIENTO.....	71	
<b>INDICE ANALÍTICO .....</b>	<b>73</b>	

## **COMENTARIO**

### **REFERENCIAS**

**GUIA PARA LAS CONSULTAS TÉCNICAS  
PUBLICACIONES DE LA COMISIÓN**

## **COMENTARIO**

## CAPÍTULO C-1

### OBJETIVOS, ALCANCE Y RESPONSABILIDADES

#### C-1.1 OBJETIVOS

En esta Norma se establecen criterios de análisis y diseño de edificaciones ubicadas en zonas sísmicas, con el propósito de proteger vidas, aminorar en lo posible los daños esperados, así como mantener operativas las edificaciones esenciales después de sufrir los efectos de vibraciones intensas del terreno.

Esta Norma se inscribe dentro del conjunto de modernas normas internacionales que atienden el problema del análisis y diseño sismorresistentes de las edificaciones típicas, las cuales comprenden una porción considerable, de las construcciones. En ello está imbricada con las Normas de Diseño que especifican el empleo adecuado de los materiales de construcción, como lo son el concreto armado y el acero estructural.

Desde el desarrollo de la versión 1982 de esta Norma, el objetivo ha sido poner a la disposición de la comunidad de ingenieros de Venezuela una Norma que esté en la medida de lo posible con el "estado del arte", pese a algunas limitaciones inevitables. Corresponde pues, incorporar paulatinamente en las normativas principios y criterios en progreso que sirvan de guía a la elaboración de proyectos de ingeniería. Esta norma se presenta con esa intención fundamental. Puede decirse que esta Norma tiene como uno de sus objetivos el de adaptar nuestra metodología de análisis y diseño a los criterios que progresivamente gozan de consenso internacional.

Un aporte significativo de la Revisión, ha sido incorporar las estructuras de acero, ausentes en la versión original. En compañía de la nueva versión de la Norma COVENIN 1618, actualmente se cuenta con procedimientos detallados para diseñar estructuras de acero sismorresistentes. Igualmente se han añadido: especificaciones para adecuar las edificaciones existentes, lo cual ha venido a ser cada vez más importante en la práctica constructiva, la estipulación de reglas precisas para tratar las edificaciones irregulares, más allá de las recomendaciones cualitativas anteriores; la adición o mejoras de los procedimientos de análisis, entre los que se incluyen métodos no lineales por primera vez; la autorización para el empleo de sistemas de aislamiento sísmico o control pasivo en general

Sin embargo, por motivos prácticos no ha sido posible incorporar prescripciones explícitas para varios sistemas, tanto de carácter tradicional como novedoso. Estas ausencias conducen a la decisión tomada de prescribir Fundamentos Básicos de aplicación general a edificaciones no tipificadas en la Norma.

No es aconsejable por otro lado, y así lo acuerdan los distintos comités de normas extranjeros, el intentar establecer normativamente procedimientos que aún están en implementación o discusión. Por ejemplo, no se ha intentado ofrecer metodologías de diseño por categorías explícitas de desempeño, ni por control de desplazamientos en lugar de fuerzas, ni por control de energías, ni por evaluaciones probabilísticas, etc. Algunas de estas metodologías están investigándose y tal vez es posible que en pocos años puedan promoverse como alternativas.

Se requiere entonces del proyectista la adaptación a algunos cambios normativos por un lado, y el cuidado en la implementación de otros más modernos. Siempre pueden efectuarse estudios especiales más adelantados que los prescritos, o bien suplirse especificaciones ausentes; a lo que se llama es al empleo responsable de cualquier sustitución o ampliación de especificaciones. Con ese sentido, en esta Norma se prescriben Lineamientos Básicos que deben respetarse cuando se obre en ese sentido. Como medida de control al respecto, se cuenta con una Autoridad Ad-hoc.

Con el objetivo indicado, esta Norma está intrínsecamente conectada con otras normas extranjeras. Resulta conveniente el disponer de una referencia principal y en ese sentido para la versión de 1982 se escogió el (ATC, 1978) que es más bien una guía para la elaboración de normas. Esta nueva versión de la Norma adoptó a los documentos "sucesores" del anterior como referencia principal, a saber (FEMA, 1997a) y sus versiones previas de 1991 y 1994, ahora plasmados en (ICC, 2000).

En cuanto a las normas extranjeras exploradas en la búsqueda de alternativas a algunas prescripciones cabe señalar que fueron principalmente: a) la norma californiana (ICBO, 1997) y sus versiones anteriores; b) la norma europea (Eurocódigo, 1998) y su versión anterior; c) las normas latinoamericanas de México (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1993; Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 1987), de Chile (NCh 433, 1993) y de Colombia (NORMA NSR-98, 1998) y d) la norma de Nueva Zelanda (NZS 4203, 1984). Importa subrayar que además de la consideración de publicaciones, investigaciones ad-hoc y normas extranjeras, la elaboración de esta Norma ha tomado en cuenta la práctica profesional venezolana.

## **C-1.2 ALCANCE**

Tomando como documentos base, la versión anterior de esta Norma y (Hernández et. al., 1996), en esta Norma se establecen especificaciones para edificaciones que cumplan simultáneamente con:

- a) Tener un uso esencialmente cubierto por la clasificación del Artículo 6.1.
- b) Poseer un comportamiento que no se aparte sensiblemente del correspondiente a los edificios tipificados en esta Norma en su Artículo 6.3.
- c) Estar ubicada sobre un terreno cuyo perfil geotécnico este caracterizado en el Capítulo 5.

- d) Ser una edificación nueva que se diseñe y construya según las Normas vigentes, o ser una construcción existente en cuya intervención se cumple con lo estipulado en el Capítulo 12.

Los criterios para establecer los movimientos vibratorios del terreno se dan en los Capítulos 4 y 5, y sus respectivos comentarios C-4 y C-5. El desempeño esperado de las edificaciones que satisfagan esta Norma bajo la acción de sismos intensos, se expone en sus Fundamentos Básicos, Artículo 3.5 y su respectivo Comentario.

Esta Norma no incluye los procedimientos particulares que deben seguirse para el caso en que no se cumplan los apartados a) ó b). En tal situación se encuentran:

- 1) Las construcciones cuya falla eventual pueda ocasionar daños importantes a la población, que excedan el entorno de la estructura.
- 2) Toda construcción que presente riesgos contaminantes de carácter químico, radiactivo, eléctrico, de ignición, de interacción con altas presiones o temperaturas, de derrames, de cese inaceptable de funcionamiento, etc.
- 3) Las construcciones que interactúan con grandes masas de líquidos.
- 4) Las construcciones que no respondan por vibración inercial sino por desplazamientos impuestos del terreno.
- 5) Las construcciones que tienen fundaciones excesivamente alejadas entre sí.

Los apartados (1) al (5) abarcan construcciones tales como, pero no limitadas a: puentes, torres de transmisión, plantas eléctricas, muelles, presas, plataformas marinas o lacustres, grandes tanques de almacenamiento, plantas con materiales radiactivos, explosivos o tóxicos, túneles, tuberías de distribución, etc.

Para cualquiera de estos casos esta Norma debe considerarse como un requisito mínimo a seguir, a ser complementado con criterios, otras especificaciones y procedimientos derivados de estudios especiales o de reconocidas Normativas apropiadas a cada problemática. Por las características particulares que poseen las edificaciones prefabricadas, su proyecto deberá complementarse con información experimental.

Para el diseño sismorresistente de puentes se recomienda la utilización de las "Normas para el Diseño Sismorresistente de Puentes, propuesta al M.T.C.", (Lobo, 1987) complementada con las más recientes normativas internacionales al respecto como las referidas en (AASHTO, 1995), (ATC, 1996), (Eurocódigo, 1998. Parte 2) y (JRA, 1980).

En el país existen una serie de especificaciones para el diseño sismorresistente de instalaciones industriales, que son de obligatorio cumplimiento para las empresas que las establecieron:

- a) Para el diseño de equipos e instalaciones en subestaciones eléctricas, las especificaciones (CADAPE, 1984) y (EDELCA, 1998).

- b) Para el diseño de tanques de almacenamiento de acero, las especificaciones (PDVSA, 1993).
- c) Para el diseño de plataformas lacustres, el documento (PDVSA, 1994)
- d) Para el diseño de recipientes y otras instalaciones industriales, el documento (PDVSA, 1999b).

Las especificaciones citadas (y otras) de PDVSA tienen como documento básico a (PDVSA, 1999a) donde se estipulan las acciones sísmicas considerando diversos niveles de riesgo, lo cual puede tomarse como guía en algunos casos especiales. Estos documentos y otros referidos a ciertos problemas especiales pueden encontrarse en (Grases, 1997).

En todo problema especial no normalizado, deben revisarse con mucho cuidado todas las hipótesis usuales que están involucradas en las Normas de edificios o de instalaciones industriales: desde el problema de la amenaza sísmica, hasta los detalles del comportamiento sísmico de los elementos en cuestión, como su deformabilidad, la validez de las respuestas lineales, la ductilidad, la capacidad de absorción de energía, etc. La consideración de la amenaza sísmica es fundamental, sobre todo cuando el riesgo involucrado abarca poblaciones enteras, como es el caso del diseño de presas. En (Grases et. al., 1987) puede encontrarse una somera descripción de algunos principios implicados. Debe resaltarse que este tipo de problemas, por su propio carácter excepcional, conviene que sea atendido en forma multidisciplinaria por especialistas experimentados, que examinen los aspectos geológicos, de amenaza y riesgo sísmicos, geotécnicos, de modelado y análisis, de diseño y constructivos. Al respecto véase (Lomnitz & Rosenblueth, 1976).

Queda sobrentendido que, salvo las disposiciones contenidas en los Capítulos 5 y 11, los efectos locales del terreno tales como deslizamientos, licuefacción del suelo, movimientos superficiales de fallas activas, efectos de topografía y maremotos, escapan a las previsiones contenidas en esta Norma; en estos casos se requieren estudios especializados ( Singer et. al., 1983; PDVSA , 1999a). Sobre el problema de los maremotos, véase (Orihuela, 1986).

En la planificación de nuevos desarrollos urbanos es deseable incorporar los parámetros sísmicos que resulten de los estudios de sitio particularmente en lo que a microzonificación se refiere.

### **C-1.3 RESPONSABILIDADES Y LIMITACIONES**

Conforme a la **Ley Orgánica de Ordenación Urbanística**, en la aplicación de esta Norma está implícito el cumplimiento de las siguientes responsabilidades.

#### **C-1.3.1 DE LOS URBANIZADORES**

- a) Adecuar el terreno contra deslizamientos u otras inestabilidades globales.

- b) Informar sobre las peculiaridades de tratamiento del terreno (rellenos, cortes, excavaciones, voladuras, etc.) y de su condición previa (cauces, capas vegetales, etc.).
- c) Construir las redes de distribución con la debida seguridad contra acciones sísmicas, e informar de los detalles de diseño y construcción.

### **C-1.3.2 DE LOS ARQUITECTOS Y COORDINADORES DE PROYECTOS**

- a) Definir claramente la geometría de la edificación, los usos previstos, las edificaciones adyacentes, etc.
- b) Informar sobre todos los elementos no-estructurales y equipos y adoptar las conexiones o separaciones de la estructura, indicadas en la Norma.
- c) Coordinar los proyectos de instalaciones con el proyecto de la estructura atendiendo a la posición de ductos, aberturas, tipos de conexiones, etc.

### **C-1.3.3 DE LOS INGENIEROS GEOTECNICOS, DE SUELOS Y DE FUNDACIONES**

- a) Investigar la geología local atendiendo a riesgos geológicos posibles, cercanía de fallas, etc.
- b) Efectuar la pruebas de suelos necesarias para determinar su condición.
- c) Clasificar el suelo según la tipología del Capítulo 5.
- d) Acordar con los proyectistas de la estructura el tipo de fundación y establecer los parámetros de diseño y construcción de acuerdo con el Capítulo 11.
- e) Tratar las situaciones especiales (topográficas, alto potencial de licuación, terrenos expansivos, etc.) y recomendar las medidas adecuadas.
- f) Definir los parámetros de análisis y el tratamiento de los sistemas adyacentes: taludes, muros de contención, etc.

### **C-1.3.4 DE LOS INGENIEROS ESTRUCTURALES**

- a) Utilizar la presente Norma de acuerdo con principios universalmente aceptados de la Mecánica Racional, la Resistencia de Materiales y la Teoría de Estructuras.
- b) Interpretar coherentemente la Norma, para lo cual deberá documentarse, asesorarse o realizar pruebas experimentales, según el caso. Particular cuidado tendrán en la definición de situaciones que requieran estudios especiales.
- c) Establecer la correspondencia entre la edificación en proyecto y las especificaciones de esta Norma, seleccionando parámetros adecuados.
- d) Realizar o supervisar los cálculos necesarios para las verificaciones de resistencia, rigidez, estabilidad, ductilidad y condiciones de servicio.
- e) Cuando se utilicen cálculos por computador: evaluar el modelo estructural empleado, revisar las hipótesis de análisis y los métodos de procesamiento de la información, verificar las entradas de datos e interpretar los resultados obtenidos.

## C- 6

- f) Revisar la adecuación entre los diseños realizados, las especificaciones y los planos.
- g) Preparar las especificaciones constructivas, un plan de inspección y de mantenimiento de la obra.

### **C-1.3.5 DE LOS INGENIEROS DE INSTALACIONES**

- a) Coordinar con los arquitectos e ingenieros estructurales el trazado de las distintas redes de distribución internas conexiones y sus condiciones de operación.
- b) Incorporar en el diseño dispositivos de seguridad cuando sean necesarios.

### **C-1.3.6 DE LOS FABRICANTES Y EXPENDEDORES**

- a) Garantizar que los materiales de construcción a usar en la obra hayan sido elaborados cumpliendo con las especificaciones del proyecto y las normas de calidad correspondientes, para satisfacer los requisitos de: comportamiento, resistencia, ductilidad, durabilidad, etc.
- b) Proteger adecuadamente los materiales durante el almacenamiento y transporte para evitar su deterioro o pérdida de calidad.
- c) En el caso de productos no convencionales, aportar los estudios experimentales que demuestren la idoneidad para su utilización en construcciones sismorresistentes.

### **C-1.3.7 DE LOS CONSTRUCTORES**

- a) Efectuar la construcción según las especificaciones y los planos del proyecto consultando cualquier modificación eventual al inspector de la obra.
- b) Realizar los adecuados controles de calidad en cumplimiento de las Normas vigentes.

### **C-1.3.8 DE LOS INSPECTORES Y RESIDENTES**

- a) Además de lo estipulado en la ley de ejercicio profesional, vigilar el cumplimiento del plan de inspección.
- b) Tomar debida cuenta de las notificaciones del ingeniero estructural sobre la calidad sismorresistente de la obra
- c) Consultar con los proyectistas de la estructura, las modificaciones o alteraciones de las condiciones del proyecto estructural. No permitir modificaciones sin su consentimiento.
- d) Elaborar planos que indiquen las modificaciones del proyecto, y muestren la obra realmente construida. Se tendrá especial cuidado en las fundaciones de la edificación.

### **C-1.3.9 DE LOS PROPIETARIOS Y USUARIOS**

- a) Cumplir con el uso establecido en el proyecto, previniendo entre otras cosas, sobrecargar la edificación.
- b) Consultar a un ingeniero estructural cualquier modificación de tabiquería o elementos no-estructurales que pueda afectar su conducta sísmica.
- d) Corregir cualquier tipo de daño o deterioro de la edificación y sus instalaciones, asegurando un mantenimiento adecuado.
- e) Identificar permanentemente la estructura conforme a lo establecido en la Norma COVENIN-MINDUR 2002.

### **C-1.3.10 DEL CONJUNTO DE LAS PERSONAS INVOLUCRADAS**

Documentar todas las intervenciones, decisiones, definiciones, pruebas, estudios, criterios, diseños, inspecciones, modificaciones y reparaciones, según el caso.

La construcción debe ser sometida a una inspección de acuerdo a un plan previamente establecido. El inspector responde ante el propietario de la misma y tiene las atribuciones de supervisar la obra y ordenar su paralización, reparación o demolición, según sea el caso.

Se recomienda que el proyectista defina las características, intensidad y periodicidad de la supervisión sismorresistente, así como las situaciones que puedan conducir a paralización de la obra, necesidad de ensayos o reparación. Como mínimo el inspector debe prestar particular atención a las siguientes situaciones en la supervisión sismorresistente:

- a) Hincado o perforación de pilotes, pilas, etc.
- b) Vaciado de concreto en fundaciones: pilotes, pilas, zapatas, cabezales, etc.
- c) Colocación del acero de refuerzo en pórticos o muros estructurales de concreto armado con nivel de diseño ND2 ó ND3.
- d) Soldaduras del acero de refuerzo.
- e) Soldaduras de penetración completa en miembros de acero estructural, ejecutadas en taller. Otras soldaduras en taller en función de la calificación de los soldadores.
- f) Soldaduras de cualquier tipo, en miembros de acero estructural, ejecutadas en la obra en construcción.
- g) Colocación y apretado de pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico o sometidas a tracción directa.
- h) Instalación de los dispositivos especiales de anclaje cuando estén especificados.

## CAPÍTULO C-2

### DEFINICIONES Y NOTACIÓN

#### C-2.1 DEFINICIONES

Las definiciones de esta Norma son congruentes y se complementan con aquellas contenidas en otras Normas COVENIN. Véase al respecto la Norma COVENIN-MINDUR 2004:1998.

Para no recargar excesivamente este Artículo se han retenido definiciones de vocablos empleados en el texto. No obstante, hay un conjunto de términos que son de uso frecuente en el lenguaje coloquial cuyo significado preciso se anota en lo que sigue.

La definición de cedencia es similar a la utilizada por el ATC (1978) y FEMA 1977a, aún cuando no satisface estrictamente el comportamiento supuesto. Es decir, tanto en el cálculo de los espectros de diseño (Artículo 7.2) como en el de los desplazamientos máximos de la estructura (Artículo 10.1), el comportamiento estructural implícito es el de un sistema elastoplástico; ésta es una idealización que no incluye una transición gradual del intervalo de deformaciones elásticas a las perfectamente plásticas, tal como se desprende de la definición de cedencia. El carácter alternante de estas incursiones en el dominio inelástico se enfatiza en la definición de ductilidad, en la cual se presupone que una vez alcanzada la condición de cedencia, las incursiones en el rango inelástico ocurren sin pérdida apreciable de la capacidad resistente de los componentes del sistema estructural. El cumplimiento de esta premisa es fundamental para que sean válidas las reducciones en los espectros de respuesta a nivel de diseño, en la forma establecida en esta Norma, al dividir los valores espectrales por el factor de reducción de respuesta  $R$  (Artículo 7.2); éste es un factor que, aplicado a las fuerzas que se desarrollarían si la estructura se comportase en régimen lineal elástico bajo la acción de los movimientos de diseño especificados, conduce a las fuerzas de diseño.

Se estima que la ductilidad global esperada del sistema resistente a sismos, cuantificada por el factor de reducción  $R$  discriminado para los diferentes Tipos de estructuras en la Tabla 6.4, es consistente con las idealizaciones anteriores. Este debe entenderse como un factor constante que relaciona los desplazamientos máximos esperados y los efectos de la sobrerresistencia bajo las acciones sísmicas establecidas, con los desplazamientos calculados a partir de las fuerzas especificadas, suponiendo un comportamiento elástico lineal de la estructura (ICBO, 1997; FEMA 1997a).

El modelo analítico de la estructura debe representar adecuadamente las condiciones de apoyo de la misma. Se ha adoptado como definición del nivel de base aquel nivel donde se pueda admitir que la acción sísmica se transmite a la estructura por estar restringido su desplazamiento lateral. Obsérvese, no obstante, que esto no necesariamente implica un empotramiento perfecto de los elementos que llegan al nivel de base, tal como

puede ocurrir en los sótanos. En los ejemplos descritos por las Figuras C-2. 1a) y C-2.1b), el nivel de base es el mismo, pero en el segundo de ellos se incorpora la deformabilidad de los niveles inferiores al nivel de base. Ocasionalmente puede ser conveniente modelar la deformabilidad lateral de los muros y del suelo adyacente al nivel de base, por medio de resortes, tal como aparece descrito en la Figura C-2.1.(c).

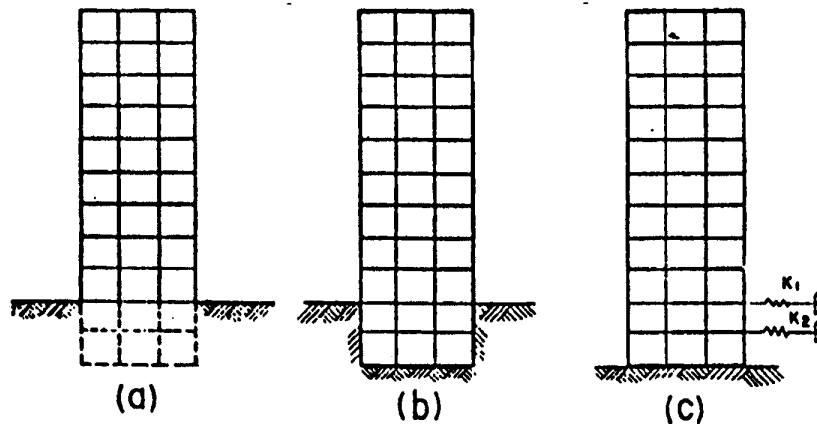


FIG. C-2.1- EJEMPLOS DE IDEALIZACIÓN DEL NIVEL DE BASE

La definición del llamado sistema resistente a sismos es necesario por la tipificación estructural empleada en la Sección 6.3.1. Queda claro que se refiere a aquella parte del sistema estructural que en el modelo analítico se considera que suministra a la edificación resistencia, rigidez, ductilidad y tenacidad para soportar las acciones sísmicas. En la Sección C-6.3.1 se comentan los distintos sistemas tipificados. Aún cuando en nuestro medio sea de uso limitado, el sistema de pórtico diagonalizado posee cualidades que lo hace idóneo en ciertos casos; valga citar como ejemplo su empleo en la reparación de edificaciones aporticadas afectadas por el terremoto de Caracas del año 1967 (COMISION PRESIDENCIAL PARA EL ESTUDIO DEL SISMO, 1978).

Las acciones constructivas destinadas a mejorar la capacidad sismorresistente de una edificación existente más allá de su capacidad original para limitar los daños o pérdidas para una determinada demanda sísmica, se conoce como rehabilitación. Estas tienen la finalidad de minimizar los efectos de sismos futuros con fines de mitigación, a las cuales pueden añadirse otras acciones preventivas tales como la remoción de contenidos riesgosos, reducciones importantes en la carga variable por cambio de uso, etc. (Véase el Capítulo 12).

Aún cuando pueda ser empleada en forma indistinta, la palabra componente aplica a partes de sistemas arquitectónicos, eléctrico, mecánico, e incluso estructural. Las partes de la estructura, tales como: columnas, vigas, muros estructurales y losas,

preferentemente son denominadas miembros, o elementos estructurales. Estos se distinguen claramente de los primeros cuando se alude a los elementos no-estructurales (ventanas, paredes divisorias, equipos de oficina). Los apéndices comprenden, entre otros: antepechos, elementos de fachadas y anuncios.

Ocasionalmente, la interacción de algunos elementos no-estructurales, tales como las paredes o tabiques de mampostería, con los miembros de la estructura resistente a sismos, puede modificar desfavorablemente la respuesta de esta, en cuyo caso se ha empleado la denominación de elementos no intencionalmente estructurales.

## CAPÍTULO C-3

### GUÍA DE APLICACIÓN Y FUNDAMENTOS BÁSICOS

#### C-3.1 CLASIFICACIÓN

La limitación del ámbito de aplicación de normas y especificaciones sismorresistente a situaciones tipificadas o clasificadas, es común en la normativa internacional. Tal delimitación debe entenderse como un reconocimiento a la complejidad del problema sísmico y resulta particularmente importante en la clasificación de las edificaciones según su uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural (Capítulo 6), así como en la caracterización de las condiciones geotécnicas locales (Capítulo 5).

#### C-3.2 ACCIÓN SÍSMICA, CRITERIOS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

La acción sísmica se caracteriza mediante espectros de respuesta que toman en cuenta las formas espectrales tipificadas, la condición de amortiguamiento estructural, y la capacidad de absorción y disipación de energía de la estructura mediante factores de respuesta.

En el caso de equipos y componentes importantes de la estructura se puede modelar la acción sísmica mediante espectros de respuesta de piso. La acción sísmica también se puede caracterizar por acelerogramas u otra forma adecuada de representación para cada una de las componentes ortogonales del movimiento, que sea consistente con los espectros de respuesta elásticos indicados (Véase C-4.2 y C-9.8). Se exceptúa el caso en que se utilicen dispositivos de aislamiento sísmico o amortiguadores (Art. 8.7), para los cuales deben establecerse también mayores movimientos sísmicos para ciertas verificaciones (ICBO, 1997; FEMA, 1997a; ICC, 2000). Estos movimientos se definirán a partir de estudios especiales.

Los espectros de diseño se han definido a nivel cedente, por tanto el factor de mayoración de solicitaciones a usar es de 1.0, excepto cuando se aplica el factor de sobrerresistencia  $\Omega_0$  en las combinaciones especiales de diseño para verificar situaciones potencialmente frágiles.

#### C-3.3 REQUISITOS DE DISEÑO Y DETALLADO

El agotamiento resistente no debe ocurrir antes que se desarrolle la demanda de ductilidad prevista. Se tomarán todas las previsiones para que la formación de rótulas plásticas no conduzca a la formación de mecanismos cinemáticos en el sistema resistente a cargas verticales ni a problemas de inestabilidad derivados de efectos  $P-\Delta$ . El detallado de los miembros y sus conexiones debe garantizar un comportamiento histerético estable.

Los materiales a emplear, así como su calidad, diseño, detallado e inspección, deberán satisfacer las normas vigentes COVENIN y COVENIN-MINDUR vigentes conforme a lo establecido en este Artículo y su disposición transitoria.

Las estructuras, sus materiales, miembros y conexiones, deberán diseñarse conjuntamente con lo dispuesto en las Normas COVENIN-MINDUR de análisis y diseño para cada material según se indica a continuación, tomando en cuenta que las acciones sísmicas se especifican a nivel cedente y que la energía sísmica debe disiparse en forma histerética estable:

Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones, COVENIN-MINDUR 2002.

Acciones del viento sobre las construcciones, COVENIN-MINDUR 2003.

Estructuras de concreto armado para edificaciones. Análisis y diseño. COVENIN-MINDUR 1753.

Estructuras de acero para edificaciones. Método de los Estados Límites. COVENIN-MINDUR 1618.

Terminología de las normas de edificaciones COVENIN-MINDUR 2004.

Adicionalmente deben incorporarse los requisitos generales estipulados en el Capítulo 8. La disposición transitoria establecida en la Sección 3.3.1 dejará de ser válida tan pronto se aprueben las Normas COVENIN correspondientes. Actualmente corresponde a la referencia (ACI 318, 1999).

### **C-3.4 OTRAS EDIFICACIONES**

En la concepción estructural de sistemas no tipificados se seleccionarán aquellas estructuraciones en las cuales, la eventual falla dúctil de alguno de sus miembros, garantice la resistencia al cortante y no amenace la estabilidad de la construcción. En general los miembros y sus conexiones se conceptualizarán para garantizar un comportamiento histerético estable, previniendo la posibilidad de fallas en las conexiones y en cualquier otro miembro de conducta frágil, mediante factores de sobrerresistencia adecuados.

Un principio básico que debe cumplirse es el de precisar claramente las zonas de disipación de energía, las cuales deben estar vinculadas a otros elementos que deben mantenerse elásticos. Debe verificarse que la estructura permanece estable bajo la condición inelástica de las zonas de disipación, transmitiendo las solicitaciones máximas posibles, supuesta una sobrerresistencia razonable.

Las estructuras no tipificadas deben estar en capacidad de resistir las cargas de diseño, correspondientes a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, con daños reparables y probabilidad de ruina suficientemente pequeña. Igualmente debe estudiarse el nivel de carga sísmica para el cual la estructura sufre daños irreparables pero aún manteniendo poca probabilidad de colapso. Este nivel de carga debe ser como mínimo 50% superior a la carga de diseño antedicha, que es la condición típica aproximada de desempeño de las estructuras convencionales (Leyendecker, 2000).

Con las estructuras de concreto prefabricadas deben tenerse cuidados especiales en el detallado de las conexiones. Recientemente (FEMA, 1997a; ICC, 2000) se han especificado procedimientos de carácter normativo para estas estructuras, que incluyen las opciones de "emulación del comportamiento monolítico" mediante la adecuada disposición de juntas fuertes (elásticas) o de ensayos a cargas cíclicas.

### **C-3.5 FUNDAMENTOS BÁSICOS**

Se admite que para los sismos de diseño la estructura puede incursionar en el rango inelástico, aun cuando se establecen límites de deformaciones para atenuar los daños no-estructurales.

De una manera general se espera que las edificaciones proyectadas según esta Norma satisfagan lo siguiente:

- a) Bajo movimientos sísmicos menores o frecuentes, solo pueden aceptarse daños no estructurales despreciables, que no afecten su operación y funcionamiento.
- b) Bajo movimientos sísmicos moderados u ocasionales podrán sufrir daños moderados en sus componentes no-estructurales y daños muy limitados en los componentes estructurales.
- c) Bajo los movimientos sísmicos de diseño establecidos en la Norma exista una muy baja probabilidad de alcanzar el estado de agotamiento resistente y los daños estructurales y no-estructurales sean, en su mayoría, reparables.
- d) Bajo movimientos sísmicos especialmente severos, en exceso de los especificados en esta Norma, se reduzca la probabilidad de derrumbe aunque la reparación de la edificación pueda llegar a ser inviable económicamente.

La selección de las probabilidades indicadas en los puntos anteriores condicionan, conjuntamente con los métodos de diseño, la confiabilidad final. Esta se puede medir como complemento de la probabilidad de ruina. La aplicación del factor de importancia, tiene por finalidad reducir la probabilidad de excedencia (véase C-6.1.3) para edificaciones importantes.

Preferentemente la estructura será hiperestática, con líneas escalonadas de defensa estructural, de configuración simétrica y distribución uniforme de resistencia, rigidez y ductilidad, tanto en planta como en elevación, evitando discontinuidades en rigidez o resistencia y con el menor peso posible, y controlando los desplazamientos

laterales. El sistema resistente a sismos debe concebirse de forma tal que la eventual falla prematura de unos pocos miembros no amenace la estabilidad de la construcción.

Especial atención se prestará al comportamiento y correspondiente diseño de secciones en las zonas seleccionadas del sistema sismorresistente en las cuales la absorción y disipación de la energía sísmica sea por medio de la cedencia en flexión.

La transmisión de las fuerzas desde su punto de aplicación a los miembros resistentes y al suelo de fundación, debe hacerse en la forma más directa posible a través de miembros dotados de la resistencia y rigidez adecuadas. Para evitar fallas prematuras de la estructura, la capacidad resistente de las conexiones debe exceder a la de los miembros.

En todos los casos debe añadirse en el diseño la componente vertical del sismo. Como valor de la aceleración sísmica vertical de referencia puede tomarse como  $0.70 A_0$  y un espectro de respuesta similar a los indicados en el Artículo 7.2, salvo que se ejecute un estudio especial (Malaver, 1996).

Deberá justificarse mediante estudios experimentales o analíticos detallados el valor del factor de respuesta  $R$  especialmente en los casos de sistemas no tipificados, como lo son los prefabricados de concreto.

El modelo matemático del sistema sismorresistente es función de las características geométricas y mecánicas de la estructura. Se deben incorporar todas aquellas deformaciones por flexión, corte, torsión y fuerza axial que afecten la respuesta sísmica del sistema considerado y las condiciones de vinculación entre los miembros y apoyos.

Los parámetros utilizados para definir el modelo matemático pueden ser determinados mediante procedimientos analíticos, experimentales o por una combinación de ambos, o adoptarse de estudios disponibles para sistemas similares. El número de masas y grados de libertad utilizados para discretizar el sistema debe reproducir apropiadamente la distribución real de masas y las formas o modos de vibración.

En la determinación de las propiedades inerciales se incorporará la magnitud y la distribución de las cargas, considerando el peso propio, las cargas variables y de operación, así como el peso total del contenido de tanques, recipientes y ductos. No se consideran representativas las cargas accidentales de muy corta duración en comparación a la vida útil, como las pruebas hidrostáticas.

## CAPÍTULO C-4

### ZONIFICACIÓN SÍSMICA

#### C-4.1 MAPA DE ZONIFICACIÓN

##### FUNDAMENTOS

El mapa de zonificación dado en la Figura 4.1 de este Artículo, así como los valores establecidos en la Tabla 4.1 del Artículo 4.2, se consideran representativos de probabilidades de excedencia de 10% para una vida útil de 50 años, es decir periodos de retorno de 475 años. Se fundamentan en una revisión de los mapas de zonificación sísmica conocidos (1898-1998), así como en aquellos incorporados en diversos documentos técnicos, así como en estudios de amenaza sísmica hechos en el país en los últimos 15 años (Beltrán, 1993; PDVSA, 1991; CADAFE, 1984; Consejo Nacional de Seguros, 1990; Lobo, 1987; Grases, 1997). Entre estos últimos, destaca el mapa de zonificación sísmica propuesto en base a resultados de estudios realizados en INTEVEP (Quijada et al, 1993) en su versión mas reciente; este mapa contiene curvas de isoaceleración de 50 en 50 gal, para períodos de retorno de 475 años y ha sido tomado como base para la zonificación de la Figura 4.1.

De este modo, el nuevo mapa de zonificación tiene 8 zonas: desde la Zona 0, donde no se requiere la consideración de las acciones sísmicas, hasta la Zona 7 donde el coeficiente de aceleración horizontal  $A_0$  es igual a 0.40; el mapa correspondiente a la versión anterior de la Norma tenía 5 zonas, con un coeficiente de aceleración horizontal máximo que alcanzaba 0.30.

Por conveniencia, la delimitación final de zonas se ajusta, en lo posible, a la actual división política del país; es decir: límites de Estados o Municipios de acuerdo al documento OCEI, 1997: (Codificación de la División Política Territorial de Venezuela, actualizada, septiembre 1997). En caso aquellos casos donde estos límites se desvían excesivamente de las curvas de isoaceleraciones seleccionadas, se hace referencia a alguna coordenada geográfica o a alguna vía de comunicación principal. Esta delimitación de zonas sísmicas se da en la Tabla 4.2. El mapa de zonificación no debe alterarse como consecuencia de eventuales cambios en el ordenamiento territorial.

En regiones adyacentes a embalses de más de 80 metros de altura, se requieren estudios especiales (Artículo 4.1). Esto, debido a los eventuales efectos de sismicidad inducida.

## ESTUDIOS DE SITIO

Uno de los criterios fundamentales de esta Norma es la caracterización y cuantificación de la acción sísmica; estos criterios se definen en los Capítulos 4 y 5. Se establece allí que los valores especificados pueden ser modificados en base a estudios especiales o estudios de sitio, acotándose como valor inferior en caso de una eventual reducción, el 80% de los normativos (Artículo 1.1). Obsérvese que la incorporación de aspectos particulares no considerados en esta Norma, como: la cercanía de fallas o irregularidades topográficas, generalmente tiende a incrementar los valores obtenidos con modelos que ignoran estos aspectos.

Para edificaciones clasificadas como esenciales (Artículo 6.1), cuyo funcionamiento sea vital en condiciones de emergencia, en la Sección 1.1 de la Norma se requieren: "estudios adicionales que aseguren su funcionalidad en caso de sismos extremos". Tales estudios deben incluir, como obligatorios, los estudios de sitio cuando la instalación se encuentre en las cercanías de fuentes sísmicas de cierta importancia, [véase por ejemplo las exigencias del (ICBO, 1997) y el apéndice A de (FEMA, 1997a) para zonas de elevado peligro sísmico]. Por tanto, los "estudios adicionales" aludidos deben incluir evaluaciones realistas de la peligrosidad sísmica: cercanía de fuentes sísmicas, fenómenos vibratorios, desplazamientos de fallas activas, inestabilidad del terreno y maremotos si el sitio está cerca de la costa.

Finalmente, para los sismos de diseño y/o de revisión a usar en la evaluación de edificaciones existentes, también se permite que sean el resultado de estudios de sitio, aún cuando los valores finales del coeficiente de aceleración horizontal no pueden ser inferiores a  $0.8 \alpha \phi A_o$ .

## ÁMBITO DE APLICACIÓN

El mapa de zonificación de la Figura 4.1 y los valores  $A_o$  de la Tabla 4.1 son congruentes con los objetivos de esta Norma para el diseño y/o evaluación de edificaciones. Es decir, para una vida útil de 50 años y un factor de importancia  $\alpha = 1.0$ , las probabilidades de excedencia nominales son del 10%. No obstante, el abandonar los mapas de isoaceleraciones y definir zonas, hace que localidades que se encuentran dentro de una misma zona sísmica no tengan la misma probabilidad de excedencia. Para las zonas del mapa de la versión anterior de esta Norma, estas probabilidades variaban entre un 5% y un 20% (Grases, 1985).

En forma general se consideran de elevado peligro sísmico aquellas áreas donde se prescriben aceleraciones de diseño de por lo menos 0.30 g (Zonas 5,6 y 7). Áreas donde se prescriben movimientos del terreno inferiores a 0.20 g son de bajo peligro sísmico (Zonas 1 y 2) y las zonas 3 y 4 son de peligro sísmico intermedio. Procede comentar aquí

que las regresiones de atenuación empleadas para la elaboración del mapa sísmico, subestiman la atenuación de los movimientos máximos del terreno a distancias en exceso de unos 100 a 150 km de las fuentes sísmicas. Por esta razón, los valores de  $\phi$  que se dan en la Tabla 5.1 para las Zonas 1 a 4 son inferiores a la unidad cualquiera que sea el tipo de suelo.

Modificaciones en la vida útil ( $t$ ), la probabilidad de excedencia ( $1-P$ ) y/o el valor del factor de importancia ( $\alpha$ ), pueden cambiar sustancialmente los períodos de retorno asociados. Un procedimiento que relaciona estos tres parámetros, se ilustra en C-6.1.3. Véase (Grases, 1997) y (FEMA, 1997a. Apéndice A).

En otros mapas de zonificación sísmica vigentes en el país, se han adoptado valores de ( $P$ ) y de ( $t$ ) diferentes al de la presente Norma, véase por ejemplo: (CADAFE, 1984; Lobo, 1987; Consejo Nacional de Seguros, 1990).

## C-4.2 MOVIMIENTOS DE DISEÑO

Los valores máximos de aceleración asignados a cada zona sísmica de esta Norma, están asociados a valores prefijados de la probabilidad de excedencia de los movimientos del terreno, basados en un modelo sismotectónico y en la vida útil ( $t$ ) de la construcción. El período medio de retorno de 475 años corresponde a una probabilidad de excedencia de 10% para una vida útil de 50 años. Estos movimientos son mayorados cuando se aplica el factor de importancia ( $\alpha$ ) establecido en la Sección 6.1.3 (Tabla 6.1).

Las acciones sísmicas de diseño están caracterizadas por los espectros de respuesta (véanse los Capítulos 5 y 7). Esta herramienta permite describir cuantitativamente, tanto la intensidad como el contenido de frecuencias esperado en una determinada localidad, incorporando la actividad de las fuentes sismogénicas y las condiciones locales del subsuelo. Sin embargo, en casos especiales o en obras de singular importancia, es recomendable el empleo de conjuntos de historias de aceleraciones (acelerogramas); estas deben poseer, salvo casos especiales, un espectro promedio similar al espectro de respuesta elástica correspondiente. De igual modo, la componente vertical del movimiento sísmico, cuyos efectos han sido incluidos en la Norma, pueden requerir consideraciones adicionales en obras excepcionales (Newmark y Rosenblueth, 1971; Bozorgnia et al. 1998).

Los efectos de la componente vertical se pueden estimar aplicando una fuerza vertical igual  $\pm 0.7 \cdot A_0 W$ . Cuando se combina con las componentes horizontales, con el criterio de 100% (X), 30% (Y) y 30% (Z), se obtiene la expresión dada en el Art. 8.6.

## ACELEROGRAMAS

Tal como se acaba de anotar, en algunas Secciones de esta Norma se requiere el empleo de acelerogramas. Por ejemplo, en la Sección 5.2 se exigen estudios particulares para evaluar la respuesta dinámica de perfiles de suelos, para establecer así la forma

espectral y el coeficiente de aceleración horizontal  $A_0$ . Lo mismo sucede en la eventual aplicación de sistemas de aislamiento sísmico (véanse los Artículos 8.7 y C-8.7).

Adicionalmente, en el Capítulo 9 se da como alternativa de análisis, un método de aplicación general y recomendable para el caso de estructuras no tipificadas en la Norma (Sección 9.1.5); es el Método de Análisis Dinámico con Acelerogramas (Artículo 9.8). La aplicación de este procedimiento se extiende al análisis y verificación de edificaciones existentes (Artículo 12.6).

Las condiciones que deben satisfacer las historias de aceleraciones a utilizar, se describen en la Sección 9.8.4. Estas son similares a las condiciones exigidas para análisis acoplados esfuerzo-deformaciones de fundaciones, muros y obras de tierra establecidos en el Artículo 11.7 de esta Norma; en la Sección 11.2.2 este procedimiento se ofrece como alternativa de análisis.

En el diseño de estructuras con amortiguadores o sistemas de aislamiento sísmico, las normativas extranjeras (ICBO, 1997; FEMA, 1997a; ICC, 2000) exigen la utilización de acelerogramas asociados a espectros de verificación mayores al especificado en el Cap. 7.

## **CAPÍTULO C-5**

### **FORMAS ESPECTRALES TIPIFICADAS DE LOS TERRENOS DE FUNDACIÓN**

#### **C-5.1 SELECCIÓN DE LA FORMA ESPECTRAL Y DEL FACTOR $\phi$**

En este Artículo se tratarán cuatro puntos de particular importancia relacionados con el comportamiento dinámico de los depósitos de suelos y sus aplicaciones en ingeniería: C-5.1.1) las características del perfil geotécnico y su respuesta dinámica, C-5.1.2) las formas espectrales tipificadas, C-5.1.3) las aceleraciones horizontales máximas en la superficie del terreno y C-5.1.4) la determinación del promedio de las velocidades de las ondas de corte en perfiles geotécnicos.

Los perfiles geotécnicos considerados en este Capítulo suponen la edificación apoyada sobre una superficie horizontal. En el caso de edificaciones fundadas sobre colinas o terrenos en pendientes conviene tomar en cuenta el fenómeno denominado “amplificación topográfica”. A falta de estudios especiales se pueden utilizar las recomendaciones contenidas en las referencias (Electricidad de Caracas, 1994; Eurocódigo, 1988 y AFPS90, 1990).

La Tabla 5.1 de la presente revisión se amplía, en cuanto a su formato, respecto a la publicada en la versión provisional de Diciembre de 1998.

#### **CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL GEOTÉCNICO Y SU RESPUESTA DINÁMICA**

La respuesta dinámica de un depósito de suelo depende de las características del perfil geotécnico y de la zona sísmica donde el mismo está ubicado. En general, para fines de ingeniería resultan de interés las aceleraciones espectrales y la aceleración máxima en la superficie del terreno.

En la práctica común, los códigos de diseño sismorresistente tipifican las formas de los espectros de respuesta en ‘formas espectrales normalizadas’ considerando las condiciones del terreno de fundación y definen las aceleraciones esperadas en sitios rocosos a partir de estudios de amenaza sísmica. Más recientemente, algunos códigos han comenzado a considerar la variación de la aceleración máxima en la superficie del terreno debida a las características del perfil geotécnico (IAEE, 1996).

Ahora bien, a objeto de lograr la adecuada tipificación de la respuesta dinámica de los perfiles geotécnicos, los espectros de respuesta se deben generalizar e idealizar de acuerdo con los parámetros inherentes al suelo y a la forma del depósito los cuales controlan la respuesta dinámica. Dichas generalizaciones no deben ser interpretadas como una clasificación exhaustiva, por cuanto es imposible considerar todas las combinaciones

estratigráficas existentes en la naturaleza. No obstante, las mismas deben permitir suficiente flexibilidad y poca ambigüedad al momento de anticipar la respuesta dinámica. Recientemente se ha comenzado a trabajar también con análisis espectral de ondas superficiales, para determinar las propiedades dinámicas de perfiles geotécnicos (Alvarellos, 2000).

Es importante destacar que los conceptos de perfil geotécnico y forma espectral no deben ser considerados como sinónimos, debido a que muchos perfiles geotécnicos pueden tener respuestas similares o el mismo depósito puede tener respuestas diferentes ante sismos lejanos y cercanos. Por tal motivo, es necesario considerar conjuntamente los parámetros del suelo, los del depósito y los de las fuentes sísmicas cuando se trate de predecir la respuesta dinámica. De la misma manera, se debe contar con la opinión de ingenieros experimentados o geólogos sobre el origen de los terrenos de fundación y su evolución en términos de la historia de esfuerzos y los cambios orogénicos.

En la Tabla 5.1 se han agrupado los parámetros más importantes que controlan la respuesta dinámica de los perfiles geotécnicos, los cuales han permitido la tipificación de las formas espectrales. En la elaboración de dicha tabla se han tomado en consideración i) los efectos importantes observados durante terremotos ocurridos en los últimos 30 años, ii) lo establecido en las Normas de otros países (IAEE, 1996) y iii) los estudios más recientes sobre efectos de sitio en la respuesta dinámica de perfiles geotécnicos (Echezuría, 1997-a y 1997-b; Rivero, 1996; Lobo y Rivero, 1996; Echezuría et al. 1991; Papageorgiou and Kim, 1991; FEMA 1997a; Fernández 1994; U.B.C., 1997).

La velocidad de las ondas de corte resulta un parámetro de singular importancia para definir las características de la respuesta de un perfil. En tal sentido, se recomienda el uso de los ensayos sismoelásticos en sitio para determinar dicho parámetro por cuanto el mismo está íntimamente relacionado con la rigidez de los depósitos de suelos (Cavada, 1997). En el aparte d, (“Determinación del promedio de las velocidades de las ondas de corte en perfiles geotécnicos”), incluido más adelante en el Comentario de este Artículo, se dan más indicaciones sobre la forma de manejar e interpretar este parámetro.

En la Tabla C-5.1 se dan algunos valores característicos para la velocidad de propagación de las ondas de corte,  $V_s$ , y su relación con otros parámetros generalmente incluidos en los estudios de suelos convencionales (Sykora and Stokoe, 1983; IAEE, 1996; IBCO, 1997). Es oportuno enfatizar, no obstante, que los valores presentados en la Tabla C-5.1 sólo pretenden orientar al usuario y no deben considerarse como sustitutivos a la realización de los ensayos sismoelásticos en sitio.

Además de la velocidad de las ondas de corte, la profundidad de los perfiles y las condiciones del material también juegan un papel importante en la selección de la forma espectral tipificada. La manera de determinar la profundidad,  $H$ , se explica en C-5.1.4.

Finalmente, las notas a y b de la Tabla 5.1 toman en consideración la influencia de la distancia epicentral en la respuesta dinámica de los perfiles geotécnicos. (Echezuría, 1997-a; Rivero, 1996; Echezuría y otros 1991; Papageorgiou y Kim, 1991).

## **FORMAS ESPECTRALES TIPIFICADAS**

Para la formulación de las formas espectrales tipificadas S1 a S4, incluidas en la Sección 5.1 se utilizaron además de espectros reales, otros obtenidos mediante la aplicación de modelos constitutivos y semiempíricos de respuesta dinámica de perfiles geotécnicos. En la mayoría de los casos, los estudios de respuesta dinámica se realizaron con métodos unidimensionales (Alonso, 1984, 1992 y 1987; Echezuría, 1997-a y 1997-b; Rivero, 1996; Echezuría y otros 1991), sin embargo, también se tomaron en cuenta algunos resultados realizados con modelos bidimensionales (Papageorgiou y Kim, 1991).

Las formas espectrales tipificadas S1 a S4 también toman en cuenta, además de los parámetros característicos incluidos en la Tabla 5.1, otros tales como: la distancia epicentral, las propiedades sismoelásticas locales, el tipo de suelo, la dirección de aproximación de las ondas sísmicas, la profundidad de los depósitos y la estratigrafía. Los análisis consideraron sismos provenientes de fuentes lejanas y cercanas, tanto reales como sintéticos. Dichas formas espectrales se ilustran en la Fig. C-5.1, en la cual no se incluye el factor de reducción  $\phi$ , por cuanto el mismo se concibió como una reducción a la sobre estimación de los valores de aceleración obtenido con las leyes de atenuación utilizados en los estudios probabilísticos de amenaza sísmica. Es decir, la normalización se ha hecho a partir de los espectros que resultan de usar la aceleración corregida en superficie.

Especial atención se prestó a las características particulares de amplificación de valles profundos rellenos con materiales medianamente densos ubicados en zonas de alta intensidad sísmica. En éstos, la respuesta unidimensional indica amplificaciones entre 3 y 4 para las aceleraciones espectrales cuyos períodos están entre 0.4 y 2.0 segundos (Rivero, 1996). Por otra parte, los análisis bidimensionales demuestran que la superposición de las ondas de corte incidentes con las superficiales reflejadas por las paredes de los valles, también conduce a una sobre amplificación en este tipo de depósitos, tanto para las aceleraciones máximas del terreno como para las aceleraciones espectrales (Papageorgiou y Kim, 1991).

TABLA C-5.1

**CORRELACIÓN APROXIMADA ENTRE LAS VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE,  $V_s$ , CON LA COMPACIDAD, LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN DEL ENSAYO SPT Y LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO DE ARCILLAS,  $S_u$**

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	N1(60)	VELOCIDAD PROMEDIO DE ONDAS DE CORTE, $V_s$ (m/s)	RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA $S_u$	
			(kgf/cm <sup>2</sup> )	(kPa)
ROCA DURA	----	$V_s > 700$	-	-
ROCA BLANDA	----	$V_s > 400$	-	-
SUELOS MUY DUROS O MUY DENSOS (Rígidos)	$N1(60) > 50$	$V_s > 400$	$> 1.00$	$> 100$
SUELOS DUROS O DENSOS (Medianamente rígidos)	$20 \leq N1(60) \leq 50$	$250 \leq V_s \leq 400$	0.70-1.00	70-100
SUELOS FIRMES O MEDIANAMENTE DENSOS (Baja rigidez)	$10 \leq N1(60) \leq 20$	$170 \leq V_s \leq 250$	0.40-0.70	40-70
SUELOS BLANDOS O SUELTOS (Muy baja rigidez)	$N1(60) < 10$	$V_s < 170$	$< 0.40$	$< 40$

**Nota:** N1(60) es el número de golpes del ensayo SPT corregido por confinamiento y eficiencia energética del equipo. (Alviar, Penela y Echezurúa, 1986; Alviar y Penela, 1985), Véase C-11.2.1.

Del trabajo de Papageorgiou y Kim (1991) se concluye que el factor de amplificación para la aceleración máxima del terreno, como resultado de los análisis de respuesta bidimensional representativos del sismo de Caracas de 1967, fue igual a 1.4 (0.15 g en roca vs 0.21 g en el sedimento); mientras que para las aceleraciones espectrales ubicadas entre 0.6 s y 1.4 s, la amplificación estuvo entre 3 y 4 veces con respecto a las esperadas para la roca.

Por otra parte, existen evidencias instrumentales que confirman la sobre amplificación de la aceleración máxima del terreno para valles profundos como, por ejemplo, las correspondientes al sismo del Golfo de Paria del 20/09/68 el cual fue registrado en la zona de Los Palos Grandes y La Floresta en Caracas. De acuerdo con Espinoza y Algermissen, (1972), el mencionado sismo, de profundidad intermedia, tuvo

una magnitud cercana a 6.0, mientras que el International Seismological Center, le asigna una magnitud  $M_s = 6.8$ . Dicho terremoto ocurrió a unos 450 km al este de Caracas y a unos 80 km de profundidad, sin embargo, disparó un acelerógrafo ubicado en La Floresta, mientras que otros instrumentos localizados en el Laboratorio Santa Rosa y El Observatorio Cajigal, con condiciones geotécnicas diferentes, no fueron disparados. En otra ocasión ese mismo instrumento ubicado en La Floresta también fue disparado por el sismo de El Tuy del 16/09/69 el cual tenía una magnitud  $M_s$  menor que 5.0. El epicentro de este último sismo fue ubicado alrededor de 40 km al sur de Los Palos Grandes.

Es oportuno destacar que las amplificaciones referidas en los párrafos anteriores ocurrieron para sismos cuyas aceleraciones máximas eran iguales o inferiores a 0,25 g. Eso es de esperar ya que para sismos con aceleraciones mayores que ese valor, el suelo experimentaría una degradación significativa de sus propiedades dinámicas que mantendría las amplificaciones por debajo de los rangos antes descritos.

Todos estos aspectos soportan la selección de la forma S4 para los perfiles con suelos duros a densos (materiales medianamente rígidos) de gran profundidad ( $H \geq 50$  m) en zonas de 1 a 4. Para las zonas 5 a 7 se ha tenido el cuidado de verificar que las amplificaciones producidas por los sismos lejanos en ese mismo tipo de depósitos no sobrepasa los valores de la forma espectral S3, recomendada para esas zonas.

En los análisis antes indicados para la generalización de los perfiles geotécnicos y el establecimiento de las formas espectrales tipificadas, no se tomó en cuenta en forma rigurosa la influencia de la plasticidad del suelo en los parámetros que controlan la respuesta, lo cual puede ser considerado para futuras revisiones de esta Norma. (Fernández, 1984, Echezuría, 1997-b)

## **ACELERACIÓN HORIZONTAL MÁXIMA EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO**

Existen evidencias de que las condiciones geotécnicas locales, particularmente cuando están presentes suelos blandos, modifican la aceleración máxima en la superficie del terreno (Idriss, 1990 y 1991; Sugito et al, 1991). Similarmente, a partir de estudios analíticos se ha encontrado que el período fundamental del perfil y la aceleración máxima en la superficie del terreno cambian con las características del sismo y el depósito (Alonso, 1984, Fernández, 1994, Rivero, 1996; Echezuría, 1997-b). Por otra parte, también se ha observado que la amenaza sísmica puede ser considerablemente magnificada por el error estadístico de la ley de atenuación. Para el caso de la zonificación sísmica incluida para Venezuela, dicha magnificación resulta comparable con la amplificación inducida por la presencia de suelos blandos en perfiles geotécnicos (Echezuría, 1998). En consecuencia, en la Tabla 5.1 se incluye el factor de corrección,  $\phi$ , para ajustar los valores del coeficiente de aceleración horizontal, en aquellos perfiles geotécnicos menos propensos a amplificar la aceleración máxima en la superficie del terreno. Los valores del factor,  $\phi$ , fueron obtenidos a partir de análisis comparativos entre:

i) las aceleraciones en la superficie correspondientes a distintos estudios de amenaza sísmica, realizados con procedimientos analíticos similares pero con distintas leyes de atenuación y, ii) las aceleraciones en la superficie del terreno obtenidas con diferentes modelos para evaluar la amplificación por suelos blandos (Echezuría, 1998).

Para sitios muy próximos a fallas activas es necesario realizar estudios particulares ya que las aceleraciones y, por ende, los coeficientes de aceleración horizontal, podrían ser mayores que los establecidos en esta Norma.

## **DETERMINACIÓN DEL PROMEDIO DE LAS VELOCIDADES DE LAS ONDAS DE CORTE EN PERFILES GEOTÉCNICOS**

Tal como se indicara antes, la velocidad de las ondas de corte es el parámetro más importante para la evaluación de la respuesta dinámica de los perfiles geotécnicos. En la Tabla 5.1 se requiere la velocidad promedio del perfil  $V_{SP}$  la cual debe ser estimada como se indica en los párrafos siguientes.

Primeramente, se debe examinar el perfil de velocidades y delimitar el final del mismo a aquella profundidad para la cual se consigue que la velocidad sea siempre creciente e igual o mayor que 500 m/s. En este punto es importante destacar que los cambios por reducción de las velocidades de las ondas de corte resultan de singular importancia en la respuesta del perfil. Por ende, es necesario verificar que los mismos no ocurran dentro de los primeros 30 m del mismo. Adicionalmente, una vez establecida la profundidad,  $H$ , del perfil, se debe verificar también que la velocidad de las ondas de corte se mantiene igual o mayor que 500 m/s hasta una profundidad mayor o igual que  $H/4$ , por debajo de  $H$ . Lo anterior se ilustra en la Fig. C-5.2. Nótese que los dos perfiles mostrados en las Figs C-5.2.a y C-5.2.b tienen una profundidad  $H$  igual a 16 m aunque en la Fig. C-5.2.b existe un estrato con 550 m/s (mayor que 500 m/s) entre los 3 y los 7 metros. En este caso, el mencionado estrato no controla la profundidad del depósito ya que por debajo del mismo hay una reducción de la velocidad de las ondas de corte a 300 m/s dentro de los 30 primeros metros del perfil geotécnico. Un razonamiento similar aplica a los casos en los que al mejorar las capas más superficiales del depósito, las mismas alcancen localmente velocidades de ondas de corte superiores a los 500 m/s.

El promedio ponderado de las velocidades de ondas de corte para un perfil geotécnico se calcula a partir de la sumatoria de los tiempos de viaje verticales en los diferentes estratos del perfil. En caso que el perfil sea homogéneo o el espesor de los estratos sea muy grande y exista una variación significativa de las velocidades con la profundidad, se pueden definir substratos con base en las características o la distribución de las velocidades con la profundidad. El tiempo de viaje en cada estrato se denominará,  $t_{e,i}$ , y el mismo representa el tiempo promedio empleado por la onda en atravesarlo, de acuerdo con la fórmula básica:

$$t_{e,i} = h_{e,i}/v_{sp,i} \quad (C-5.1)$$

donde:  $h_{e,i}$  es el espesor del estrato y  $v_{sp,i}$  es el promedio la velocidad de las ondas de corte en ese estrato.

El tiempo promedio total de viaje de la onda a través del perfil será entonces:

$$t_{pt} = \Sigma(h_{e,i}/v_{sp,i}) \quad (C-5.2)$$

y la velocidad promedio,  $V_{SP}$ , se obtiene como el cociente de la altura total del perfil,  $H = \Sigma(h_{e,i})$ , entre la sumatoria de los tiempos parciales de viaje por cada estrato:

$$V_{SP} = H/\Sigma(h_{e,i}/v_{sp,i}) \quad (C-5.3)$$

Las velocidades de las ondas de corte pueden ser medidas directamente o estimadas a partir de correlaciones empíricas con los ensayos SPT o CPT (ver C-11.2.1), tomando la precaución de utilizar las correcciones necesarias según el caso. Cuando se trate de arcillas se pueden utilizar también correlaciones basadas en la resistencia al corte sin drenaje con la velocidad de las ondas de corte. Cuando se utilicen correlaciones empíricas, se recomienda realizar en primera instancia los cálculos de las velocidades de ondas de corte para cada estrato o substrato utilizando las correlaciones correspondientes y, posteriormente, aplicar las fórmulas (C-5.1) a (C-5.3) para estimar los valores promedio representativos del perfil geotécnico.

Es oportuno mencionar que las mediciones en sitio no excluyen la necesidad de realizar perforaciones geotécnicas, ya que ambos métodos son complementarios. Esto se pone en evidencia si se tienen perfiles como el indicado en la Fig. C-5.2.b, donde la baja repentina de la velocidad es difícil de detectar con los ensayos convencionales de reflexión o refracción superficial con ondas P y S. Por lo tanto, la información aportada por una perforación geotécnica indicando una baja en la resistencia a la penetración es sumamente valiosa para obtener el perfil correcto de las velocidades de las ondas de corte. De la misma manera, otros ensayos como los basados en ondas superficiales han mostrado mayor confiabilidad en la identificación de situaciones como la planteada, aunque necesitan mucha más energía para la generación de la onda y habilidad en la interpretación.

En un perfil geotécnico, la presencia de estratos blandos intercalados con otros materiales más rígidos, limitan la propagación de las ondas sísmicas que viajan por la corteza terrestre hasta la superficie del terreno. Las investigaciones realizadas con relación a esta condición demuestran que dicho efecto de filtro comienza a tener más importancia cuando el espesor del estrato blando es igual o mayor que un décimo de la profundidad del depósito (Fernández, 1994; Echezuría, 1997-b ). En la Fig. C-5.3 se esquematizan los parámetros requeridos en la Tabla 5.1 para esta condición.

## C-5.2 CASOS ESPECIALES

En aquellos casos en los cuales el suelo pierde la resistencia al corte durante la carga cíclica generalmente ocurre también una degradación súbita de la rigidez. Por lo tanto, la respuesta difiere sensiblemente de las tipificadas en esta Norma, debido principalmente a que se limita la propagación de las ondas hacia la superficie y aumentan los períodos del perfil. En consecuencia, es necesario realizar estudios especiales que consideren adecuadamente estos aspectos, así como los cambios en la respuesta si se decide mejorar las propiedades del suelo por medios químicos o mecánicos.

De particular interés resultan los suelos muy blandos (normalmente consolidados o subconsolidados), los suelos con alto contenido de materia orgánica (tanto de restos vegetales o diatomeas, como calcáreos), los suelos colapsibles o metaestables y los suelos muy sensibles. La misma consideración merecen los perfiles geotécnicos cuando se confirmen presiones de poros con regímenes no compatibles con las condiciones geológicas locales evidentes o cualquier otra situación que sugiera un comportamiento dinámico distinto al tipificado en esta Norma.

Preferiblemente, el ingeniero geotécnico deberá disponer de ensayos representativos del proceso de carga cíclica y/o contar con asesoría especializada de profesionales reconocidos en la solución de problemas de esta naturaleza.

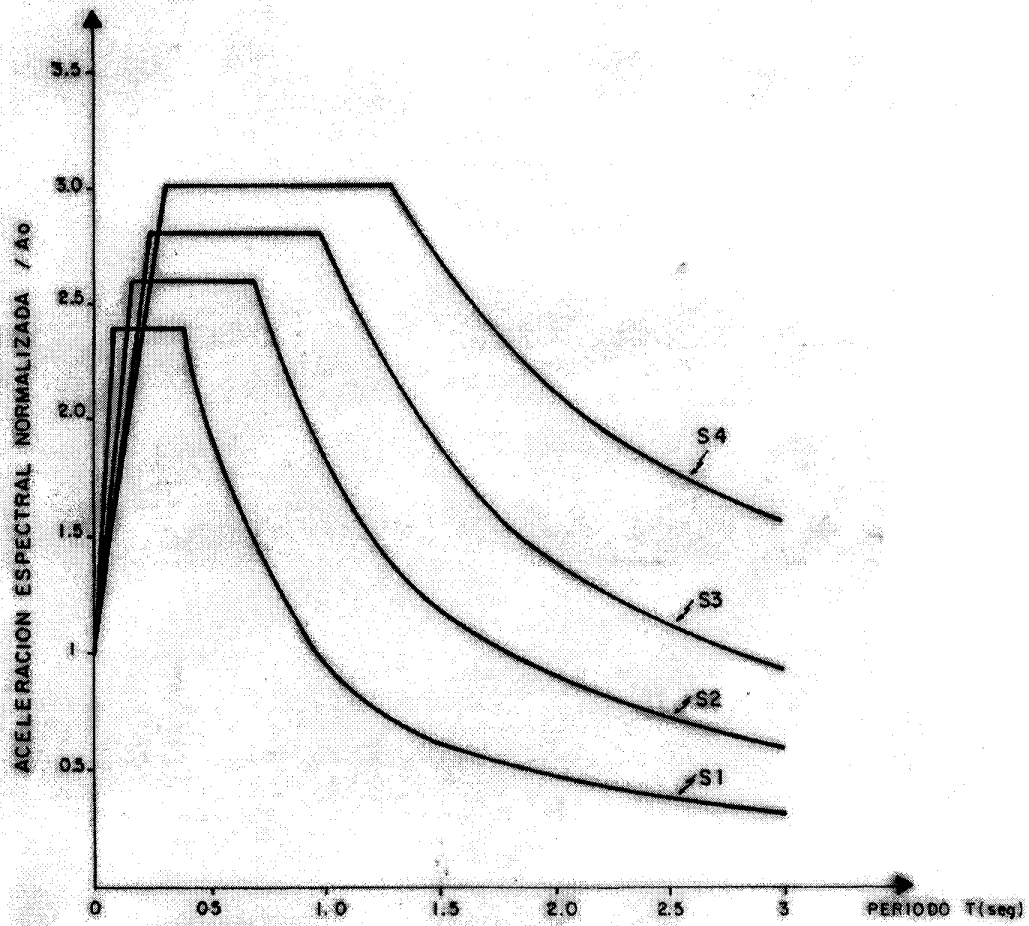
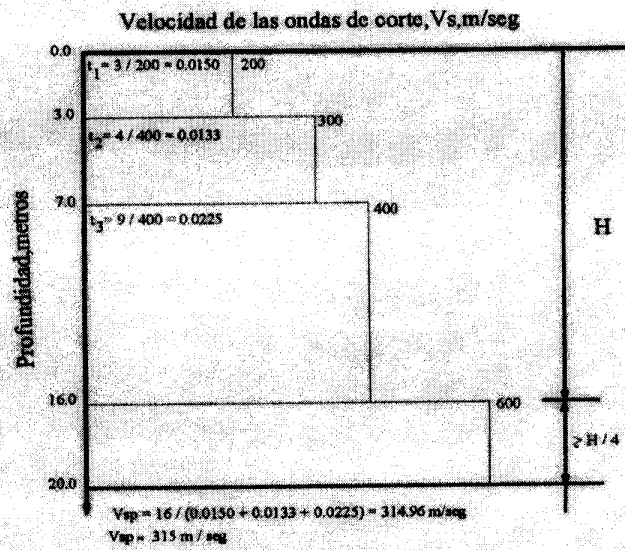
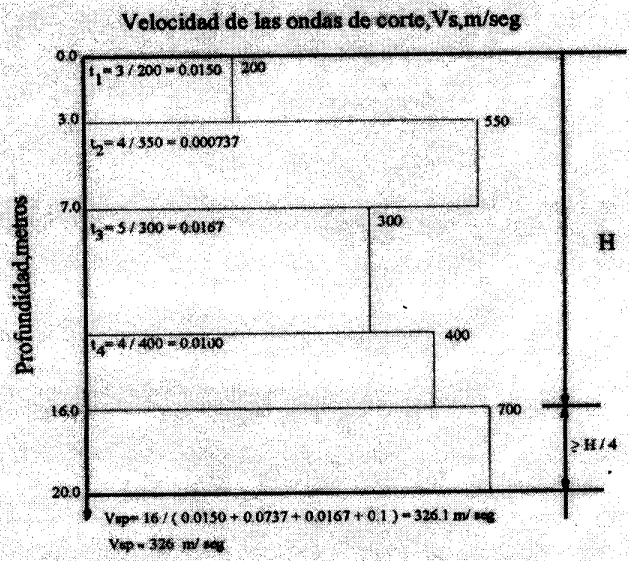


FIG. C-5.1 FORMAS ESPECTRALES ELÁSTICAS TIPIFICADAS



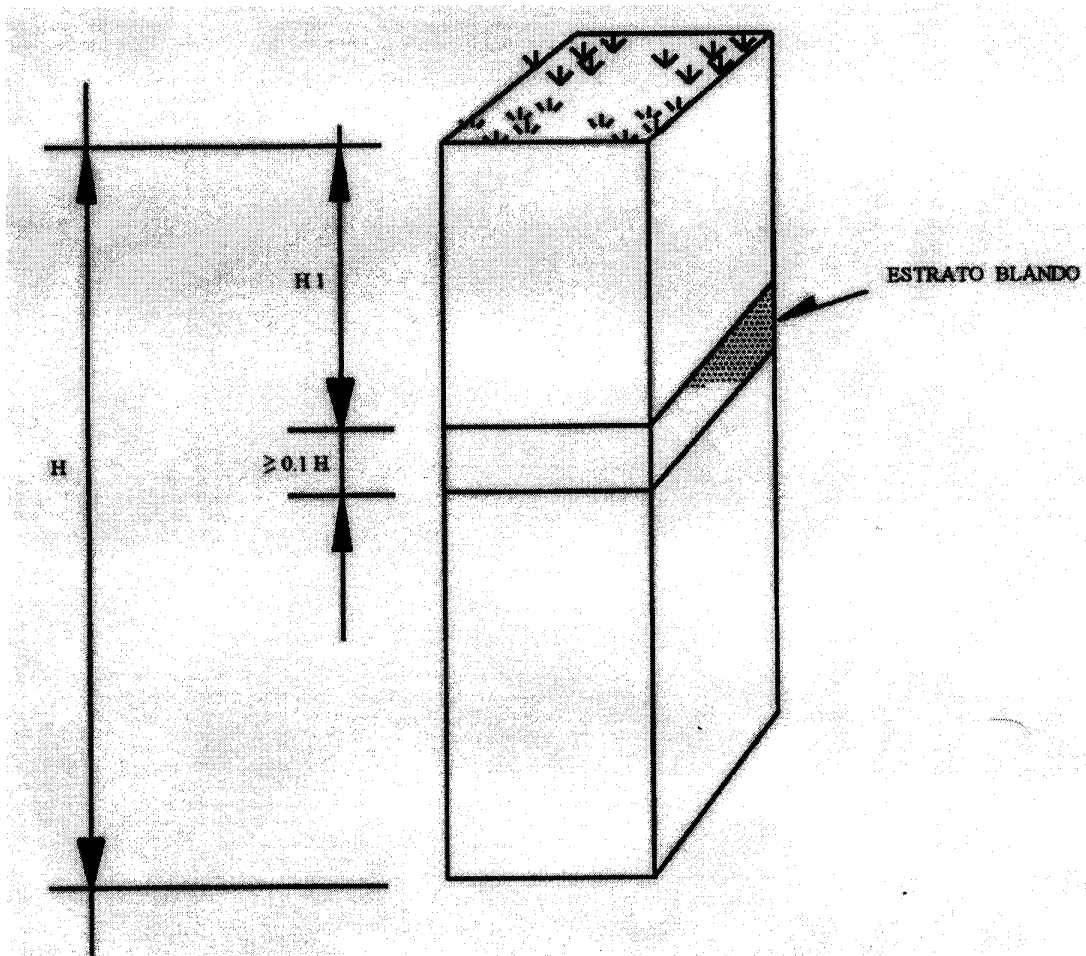
a



b

Nota : Las velocidades se mantienen constantes a partir de los 16 mts hasta los 30 mts.

**FIG. C.5.2 EJEMPLO DE DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DEL PERFIL GEOTÉCNICO CON BASE EN LAS VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE  $V_s$ .**



**FIG. C-5.3 ESQUEMA QUE DESCRIBE LA PRESENCIA DE UN ESTRATO BLANDO EN EL PERFIL GEOTÉCNICO**

## **CAPITULO C-6**

### **CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIONES SEGÚN EL USO, NIVEL DE DISEÑO, TIPO Y REGULARIDAD ESTRUCTURAL**

Las construcciones no tipificadas en este Capítulo, tales como las ejemplificadas en C-1.2, se proyectarán según lo dispuesto en los Capítulos 3 y 8 con base en normas y referencias reconocidas.

Deberán establecerse en forma explícita los requisitos de detallado cuando se utilicen materiales de construcción no tipificados en el Capítulo 6, o cuando los mismos se empleen mediante alguna elaboración previa o método constructivo igualmente no tipificado o cuando concurren materiales distintos, en una combinación no prevista en las especificaciones de detallado sismorresistente, contenidas en las Normas de Diseño COVENIN -MINDUR o en esta Norma.

#### **C-6.1 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL USO**

La clasificación según su uso de las construcciones no tipificables tomará en cuenta su importancia y el riesgo sísmico asociado, considerando el número de personas o población expuesta, pérdidas económicas directas e indirectas, así como el eventual impacto ambiental.

##### **C-6.1.1 GRUPOS**

La clasificación de las edificaciones según su uso es práctica común en la normativa vigente de muchos países. Los cuatro grupos establecidos en esta Norma, permiten diferenciar aquellas obras que son de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla puede dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas. Los ejemplos que ilustran los diferentes grupos no tienen un carácter exhaustivo.

Las superficies en m<sup>2</sup>, así como el número de personas que se dan como referencia en los Grupos A y B1, deben entenderse como órdenes de magnitud con tolerancias del orden del 10% por defecto o por exceso. Las instalaciones hospitalarias anotadas en el Grupo A, se ajustan a la nomenclatura establecida en el Decreto N° 1798 del MSAS, Gaceta Oficial No 32650 del 21 de Enero de 1983, según el cual las principales características de esas instalaciones hospitalarias son las que se indican en la Tabla C.6.1.

TABLA C-6.1

**CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LAS INSTALACIONES  
HOSPITALARIAS DEL GRUPO A (DECRETO 1798, MSAS, 1983)**

CARACTERÍSTICAS	HOSPITAL TIPO		
	II	III	IV
Nivel de atención	Primario, secundario y algunos terciario	Integral en los servicios clínicos	Todos
Ubicación en localidades con población	> 20.000 hab.	> 60.000 hab.	> 100.000 hab.
Area de influencia en habitantes	≤ 100.000	≤ 400.000	> 1 millón
Número de camas	entre 60 y 150	entre 150 y 300	> 300
Actividades de docencia	Asistenciales pre y postgrado; paramédicos	Pregrado y tecnológico; sede de residencias	Pre y postgrado a todo nivel; puede ser sede de una Facultad de Medicina

Las instalaciones hospitalarias que prestan atención ambulatoria de nivel primario y secundario, tanto médica como odontológica, no incluidos en la Tabla C.6.1, pertenecen al Grupo B1. Estas instalaciones están ubicadas en poblaciones de hasta 20.000 habitantes, tienen un área de influencia hasta de 50.000 habitantes, con un total de 20 a 60 camas. Sirven de centro de referencia a nivel ambulatorio.

Entre las edificaciones del Grupo B2 se incluyen las viviendas. Cuando se trate de la construcción en zonas sísmicas de un elevado número de viviendas nominalmente iguales, el carácter repetitivo de la edificación amerita mayor atención a nivel de proyecto.

### C-6.1.2 USOS MIXTOS

Edificaciones que contengan áreas de uso correspondientes a más de un grupo, clasificarán en el Grupo más exigente a fin de no aumentar el riesgo admisible en las zonas de uso más importante.

### C-6.1.3 FACTOR DE IMPORTANCIA

Internacionalmente se acepta que las edificaciones más comunes (Grupo B2) se diseñen para movimientos sísmicos asociados a probabilidades de excedencia de ~10% durante una vida útil de 50 años, lo que equivale a un periodo de retorno de ~475 años (véase C-4.1.3). Los valores de  $A_0$  estipulados en esta Norma corresponden a esa condición. Ahora bien, se considera que las edificaciones de mayor importancia (Grupos A y B1) deben diseñarse para menores probabilidades de excedencia durante la misma vida útil, o lo que es equivalente, para probabilidades de excedencia similares (o aún menores) durante una vida útil mayor, del orden de 75 años para el grupo B1 y de 100 años para el grupo A. Esto conduce a períodos de retorno mayores.

La intención de la aplicación de un factor de importancia  $\alpha$  mayor que la unidad, es la de obtener valores de la aceleración del terreno asociados a una menor probabilidad de excedencia para la misma vida útil. Para valores de  $\alpha$  del orden de los que se dan en la Tabla 6.1, las implicaciones en las probabilidades de excedencia asociadas a las aceleraciones máximas del terreno resultantes se pueden estimar a partir de la relación entre la aceleración máxima del terreno ( $A$ ) en terreno firme, la vida útil ( $t$  años) y la probabilidad de no excedencia en  $t$  años ( $P$ ).

En zonas de elevada amenaza sísmica (Zonas 5, 6 y 7), la siguiente correlación se satisface en forma aproximada:

$$A = 198 A_0 [(-\ln P/t)]^{-0.26} \quad (\text{gal}) \quad (\text{C.6.1})$$

donde:  $A_0$  es el coeficiente de aceleración horizontal de la Tabla 4.1. De modo que, dado un valor de  $\alpha$ :

$$A = \alpha A_0 g \quad (\text{gal}) \quad (\text{C.6.2})$$

La relación entre  $\alpha$ ,  $t$  y  $P$  resulta ser:

$$\alpha = 0.202 [(-\ln P/t)]^{-0.26} \quad (\text{C.6.3})$$

o también:

$$\ln P = -\left(\frac{t}{475}\right) \alpha^{-3.846} \quad (\text{C.6.3a})$$

De modo que si, por ejemplo se desea estimar la probabilidad de excedencia del movimiento de diseño prescrito en la Norma para una edificación del Grupo A ( $\alpha=1.3$ ), ubicada en la Zona sísmica 5 ( $A_0=0.3$ ), cuya vida útil es de 70 años, se obtiene :

$$1 - P = 0.052$$

Esto equivale a un período medio de retorno igual a 1300 años. En caso de que esa edificación se hubiese clasificado como grupo B1 ( $\alpha=1.15$ ) el período medio de retorno se reduce a 814 años.

## C-6. 2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO

En esta Sección se clasifican las edificaciones de acuerdo a los criterios de diseño utilizados en el dimensionamiento y detallado de los miembros y conexiones que forman parte del sistema resistente a sismos. El concepto de los Niveles de Diseño fue incorporado en las Normas Venezolanas COVENIN desde 1982, a fin de uniformizar la presentación básica de las exigencias de detallado, permitiendo el uso de los Niveles de Diseño más exigentes en zonas sísmicas de menor amenaza. Por el contrario, las normas norteamericanas establecen Categorías de Desempeño para cada zona sísmica, confiriendo menos flexibilidad al proyectista

### C-6.2.1 NIVELES DE DISEÑO

El **Nivel de Diseño 1** corresponde a sistemas estructurales diseñados sin que se exija el cumplimiento de las especificaciones COVENIN para el dimensionamiento y detallado de miembros y conexiones en zonas sísmicas. Pero deben diseñarse para resistir mayores sollicitaciones sísmicas que con los otros niveles de diseño, debido a los menores valores admitidos del Factor de Reducción R, el cual se asigna en la Tabla 6.4. Se considera que el cumplimiento de las especificaciones de detallado para cargas gravitacionales y de viento confiere a las estructuras una pequeña ductilidad, que es asumida mediante valores de R algo mayores de 1.

El **Nivel de Diseño 2** sólo requiere la aplicación de algunas especificaciones COVENIN para el diseño y construcción en zonas sísmicas; están encaminadas a conferir una cierta ductilidad al sistema resistente a sismos y a evitar fallas prematuras en las regiones críticas de los elementos portantes del sistema (véase C.3.3).

El **Nivel de Diseño 3** requiere la aplicación estricta de todas las disposiciones COVENIN para el diseño y construcción en zonas sísmicas.

La mayor parte del respaldo experimental y de las evidencias de campo que han servido de base para establecer estas prescripciones de diseño, proviene de movimientos reales o de acciones simuladas de la severidad esperada en áreas donde  $A_0$  excede 0.20 aproximadamente.

Se ha encontrado que el conferir suficiente ductilidad local a determinadas zonas donde pueden aceptarse deformaciones inelásticas, junto con el adecuado mantenimiento de ciertos miembros y conexiones en rango elástico, permite disipar gran cantidad de energía sin pérdida de estabilidad de la edificación.

### **C-6.2.2 NIVELES DE DISEÑO REQUERIDOS**

Para que la relación entre la resistencia asignada y la intensidad de los movimientos de diseño sea independiente de la zona sísmica, la ductilidad global debe mantenerse y por tanto los requisitos de detallado en las regiones críticas de la estructura deben ser los mismos en todas las zonas. Entonces, por ejemplo, el empleo del Nivel de Diseño 3 cualquiera que sea la zona, da lugar a espectros de diseño proporcionales a los valores de  $A_0$  fijados para cada zona.

Se permite el empleo de Niveles de Diseño menos exigentes en los casos especificados en la Tabla 6.2, lo cual se compensa con factores de reducción de respuesta  $R$  más pequeños, con el consiguiente incremento en las fuerzas de diseño. El ND1 sólo se autoriza en las edificaciones del Grupo B2, de hasta 10 pisos ó 30 metros de altura, ubicadas en las zonas sísmicas 1 y 2 (Tabla 6.2) El ND2 se permite sin restricciones en las zonas sísmicas 1 y 2 para todo Grupo de uso, incluyendo las edificaciones esenciales o de uso intensivo (Grupos A y B1). Para las edificaciones del Grupo B2 se permite hasta 10 pisos ó 30 metros de altura en las zonas 3 y 4, y hasta 2 pisos u 8 metros de altura en Zonas sísmicas 5, 6 y 7. El ND3 es de aplicación obligatoria en el resto de los casos, pero es de empleo opcional en general, por los motivos indicados en C-6.2.1.

Por razones prácticas y debido a la conveniencia de lograr que la capacidad de disipación de energía se distribuya uniformemente, en la Sección 6.2.2. se establece que en una misma edificación se mantenga un único Nivel de Diseño.

Para ciertos tipos de irregularidad vertical o en planta, la experiencia demuestra que el cumplimiento de los requerimientos del Nivel de Diseño 3 reduce la probabilidad de fallas frágiles. En la Tabla 6.3 se señalan los tipos de irregularidad, así como las áreas en las cuales se debe extender al cumplimiento del ND3.

Se especifica que los sistemas de redundancia limitada y aquellos con columnas discontinuas se diseñen obligatoriamente con ND3. Esto pretende obligar a un sistema estructural que resulte suficientemente confiable ante la incertidumbre de una eventual disminución de resistencia en un elemento importante. En (Esteva, 1980) puede examinarse el análisis probabilístico de sistemas con pocas líneas resistentes.

### **C-6.3 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA**

En esta Norma se establecen cuatro tipos de sistemas estructurales resistentes a sismos, en función de los elementos estructurales que deban soportar las acciones sísmicas y las cargas verticales.

Cuando existan dudas sobre el comportamiento global de algún caso particular, el ingeniero proyectista deberá justificar su asignación a uno de los Tipos establecidos en la Sección 6.3.1.

#### **C-6.3.1 TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES A SISMOS**

Con excepción del sistema estructural Tipo IV, se presupone que los sistemas resistentes a sismos poseen suficientes diafragmas. Por diafragma se entienden elementos generalmente horizontales con suficiente rigidez en su plano y diseñados para transmitir y distribuir eficazmente las acciones sísmicas, y debidamente conectados a los miembros que las reciben. El cumplimiento de esta hipótesis también se exige cuando se aplican los métodos de análisis del Capítulo 9, con excepción del Artículo 9.7. Las edificaciones con diafragmas excesivamente flexibles o con vacíos, que no permitan la redistribución adecuada de solicitaciones entre los diferentes planos resistentes, se pueden asimilar a un conjunto de estructuras tipo IV, o bien aplicar el método de dicho Art. 9.7.

Los sistemas resistentes Tipo I están caracterizados por edificaciones construidas a base de pórticos, diseñados y detallados para garantizar un comportamiento con zonas cedentes bien localizadas y con una elevada capacidad de redistribución de las solicitaciones. En estos sistemas, los pórticos deben resistir la totalidad de las cargas verticales y las acciones sísmicas. La interacción entre vigas y columnas da lugar a deformaciones esencialmente debidas a flexión a lo largo de estos miembros, aún cuando el conjunto presente una deformada típica por corte.

Las exigencias de diseño para garantizar un comportamiento dúctil en estructuras de concreto armado, acero o mixtas, se dan en las respectivas Normas COVENIN-MINDUR 1753 y COVENIN-MINDUR 1618. Referencias básicas para la comprensión de los criterios involucrados en pórticos de concreto armado son (Park and Paulay, 1975) y (Paulay and Priestley, 1992).

Los pórticos de acero y sus conexiones han debido ser replanteados a partir del terremoto de Northridge, 1994 (véase Bertero et. al.,1994); detallados análisis pueden encontrarse en (SAC, 1999). Al respecto, se exige un atento cumplimiento de la más reciente versión de la Norma COVENIN 1618.

Los sistemas de pisos sin vigas se consideran Tipo I, pero no pueden clasificar como ND3 sino a lo máximo como ND2, si están armados en dos direcciones y

cumplen con los respectivos requisitos de detallado. En ninguna zona sísmica se permiten los sistemas en los cuales la resistencia sísmica en una dirección la suplan los nervios de losas nervadas en ausencia de vigas.

Se recomienda que en zonas de elevada sismicidad (Zonas 5 a 7) no se diseñen pórticos a flexión con columnas de acero articuladas en la base; en la misma es muy probable la formación de rótulas plásticas luego de la rotulación de las vigas, pero si estuvieran articuladas podría inducirse la formación de rótulas en la parte superior de las columnas del primer piso y un consiguiente mecanismo inestable. De todos modos, en cualquier situación en que se diseñen tales conexiones, el factor de reducción  $R$  de la Tabla 6.4 debe multiplicarse por 0.75, en previsión de la menor ductilidad global disponible.

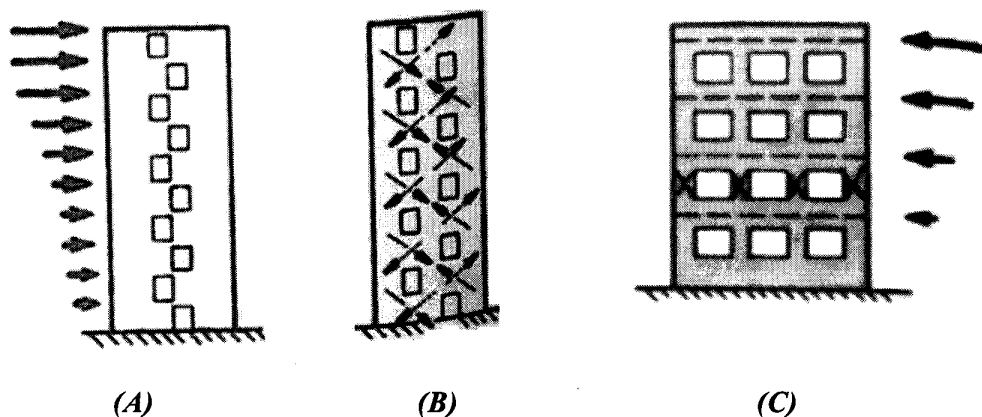
Las estructuras concebidas para resistir la totalidad de las cargas verticales y las acciones sísmicas mediante muros estructurales de concreto armado o pórticos diagonalizados, están agrupadas en el Tipo III. En relación a los sistemas aporticados (Tipo I), los del Tipo III están generalmente asociados a una menor posibilidad de redistribución de las acciones actuantes en el caso de alguna falla local. En ausencia de pórticos, la falla de uno solo de los muros estructurales o *pórticos diagonalizados* puede comprometer la estabilidad de la estructura y por esta razón en la Tabla 6.4, se establecen valores menores de  $R$ .

Para efectos del análisis, en las propiedades de los muros deben incorporarse los elementos transversales que existan, tales como las alas de muros en L, C, etc. (con anchos efectivos); de ningún modo deben modelarse como muros ortogonales independientes, y la verificación de resistencias debe efectuarse para la sección completa y las solicitaciones simultáneas en dos direcciones (tras aplicar el Art. 8.6 de esta Norma). Además, en el caso de muros que conformen un núcleo, conviene tomar en cuenta la rigidez torsional del mismo como contribución a la rigidez torsional de los entrepisos, y diseñar el núcleo para resistir la fracción que le corresponda de los momentos torsores de entrepiso (Art. 9.5 ó 9.6 de esta Norma).

En el análisis y diseño de los muros deben incorporarse adecuadamente las aberturas, en caso de que existan. Especial atención debe darse a la posibilidad de que se formen zonas estrechas (no calificables como dinteles, p. ej. a causa de aberturas alternantes cercanas) que no puedan transmitir adecuadamente las solicitaciones, porque son potencialmente frágiles (Fig. C-6.1.A). Separando las aberturas puede lograrse un buen diseño del muro (Fig. C-6.1.B). Igualmente, debe vigilarse la eventual formación de dinteles de dimensiones superiores a las porciones verticales de muros (p. ej., por grandes o repetidas aberturas extendidas horizontalmente) porque conducen a la formación de entrepisos blandos (Fig. C-6.1.C); véase (Grases, 1987) y (Paulay and Priestley, 1992). En zonas de gran sismicidad deben evitarse las configuraciones de aberturas comentadas por riesgosas.

Es de suma importancia que se verifique la transmisión de fuerzas cortantes desde los diafragmas a los muros, dada la normalmente elevada fracción de esas fuerzas que

tienden a absorber o redistribuir los muros. Igualmente debe prestarse atención a la transmisión de solicitaciones a las fundaciones y diseñar éstas adecuadamente. Aunque tradicionalmente se denominaron "muros de corte" es conveniente evitar que la conducta inelástica de los muros sea por cortante, y más bien deben diseñarse para que la inelasticidad se deba a flexión. Esto es posible lograrlo en muros esbeltos; en muros robustos (de poca altura relativa a su longitud) es difícil, pero pueden tomarse medidas de diseño para evitar modos de falla frágil.

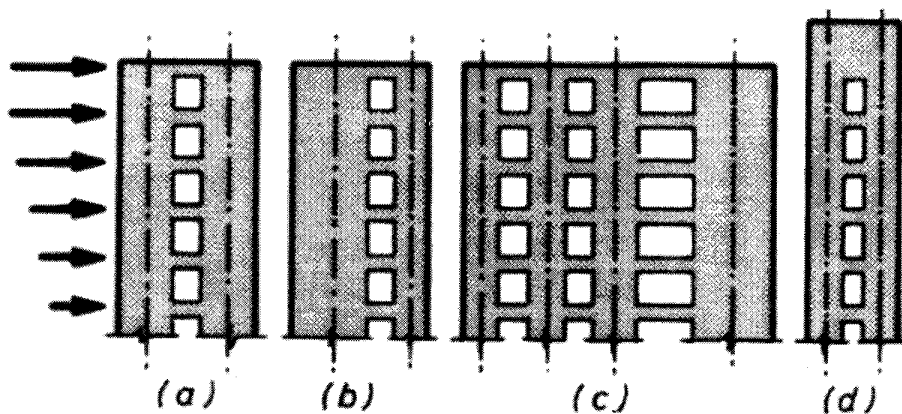


**FIG. C-6.1 EJEMPLOS DE ABERTURAS EN MUROS**  
**(A) Zonas estrechas a evitar; (B) Aberturas diseñables; (C) Dinteles dominantes a evitar.**  
*(Paulay and Priestley, 1992)*

Conviene tomar en cuenta que las demandas inelásticas no siguen estrictamente los resultados del análisis elástico; por ejemplo, se recomienda que el tope de los muros se diseñe con una fracción del momento basal (en lugar de momento nulo); véase (Paulay and Priestley, 1992) y (Eurocódigo, 1998). Referencias fundamentales para la comprensión del comportamiento de los muros de concreto armado son (Park and Paulay, 1975) y (Paulay and Priestley, 1992). Un buen resumen se encuentra en (CTBUH, 1992).

La conducta de los pórticos de acero con arriostramientos concéntricos ha sido extensamente estudiada (véase p. ej.: Khatib et. el., 1988); su principal debilidad es el posible pandeo de las diagonales a compresión, el cual limita un buen comportamiento histerético estable pues los diagramas de histéresis presentan "estrangulamientos". En todo caso debe evitarse la demanda inelástica en las columnas, las cuales deben "sobrediseñarse" adecuadamente. El estricto cumplimiento de las Normas de Diseño permite la ductilidad asociada al valor admitido de R. Se incluyen dentro del Tipo III los sistemas duales cuyos pórticos dúctiles no posean por sí solos la capacidad de resistir el 25% de las fuerzas cortantes basales. No obstante, estos pórticos deben ser detallados según los requisitos del Tipo I, correspondientes al Nivel de Diseño del conjunto.

Los sistemas conformados por muros acoplados con dinteles dúctiles, así como los pórticos de acero con diagonales excéntricas acoplados con eslabones dúctiles, han mostrado un desempeño adecuado tanto en la construcción real como a nivel de laboratorio. Incluso, los pórticos de acero con diagonales excéntricas pueden disipar tanta energía como los pórticos a flexión, si son bien detallados; véase p. ej. (Popov et. al., 1989). La conducta típica de los dinteles de concreto armado se presenta ampliamente en (Park and Paulay, 1975) y en (Paulay and Priestley, 1992). Estos sistemas han sido caracterizados como Tipo IIIa y se les han asignado valores de R algo mayores que los del Tipo III. En los del Tipo IIIa pueden formarse una serie de zonas de disipación de energía en diferentes niveles, mientras que en los del Tipo III las zonas de disipación están más localizadas, p. ej. rótulas en la base de los muros solamente. Obviamente, es de suma importancia que los dinteles o los eslabones se detallen con mucho cuidado, para garantizar su estabilidad histerética. Configuraciones aceptables de dinteles se muestran en la Fig. C-6.2.



**FIG. C-6.2 CONFIGURACIONES ACEPTABLES DE MUROS CON DINTELES.**  
(Paulay and Priestley, 1992)

En los sistemas estructurales clasificados como Tipo II, la totalidad de las acciones sísmicas es resistida por la acción conjunta de los pórticos dúctiles y los muros estructurales de concreto armado o pórticos diagonalizados. Los sistemas Tipo II permiten una redistribución entre los elementos no dañados, mayor que los de Tipo III y se consideran recomendables, principalmente en edificios muy altos, donde los grandes requisitos de rigidez son suplidos en gran medida por los muros. No obstante, para clasificar en este Tipo se exige que los pórticos por sí solos estén en capacidad de resistir por lo menos el 25% de la totalidad de las acciones sísmicas prescritas. Este porcentaje debe garantizarse a nivel de cortante basal; normalmente en los niveles superiores el porcentaje resistido por los pórticos será mayor. El porcentaje del momento de volcamiento en la base (que incluye el momento en los muros) es diferente y no debe usarse con el fin

indicado. Sin embargo, también se recomienda que los pórticos provean al menos un 25% de la rigidez torsional de los entrepisos.

Una antigua práctica de repartir la totalidad de las fuerzas laterales entre los muros y pórticos como sistemas separados, asignándoles un porcentaje a cada uno, es absolutamente inadmisibles; la interacción entre muros y pórticos compatibilizando las deformaciones en todos los niveles, es obligatoria en el análisis. Sin embargo, en el diseño debe tomarse en cuenta la diferencia entre el comportamiento elástico y el inelástico. En consecuencia, por ejemplo, se recomienda que los muros se diseñen en toda su altura con un momento no menor del 50% del momento basal. Es importante que se tomen en cuenta las fuerzas cortantes máximas que se inducen en las vigas, asociadas a la rotulación (con sobrerresistencia) de sus extremos, y su posible transmisión como cargas axiales a algunos muros. Por otro lado, parece deseable que las fuerzas cortantes resistentes en los muros sean proporcionales a las capacidades a fuerza cortante en las columnas, para que la fuerza cortante de cada nivel pueda repartirse como se deriva del análisis.

El UBC-SEAOC establecía anteriormente que los sistemas duales se diseñaran de manera que los muros resistieran el 100% del cortante basal, y los pórticos un 25% del mismo (adicionalmente a los cortantes en los niveles superiores derivados de la compatibilización de deformaciones con los muros). Entonces, los pórticos estarían obrando como un respaldo para resistir el sismo, tras la supuesta falla de los muros. Obviamente, así se puede garantizar un mejor comportamiento inelástico y puede ser una alternativa a considerar. Un amplio análisis del comportamiento de los sistemas duales de concreto armado, junto con valiosas recomendaciones de diseño se encuentra en (Paulay and Priestley, 1992). En (Jain et. al., 1992) se estudian sistemas duales de acero, formados por pórticos concéntricos y pórticos a momento; ahí se recomienda particularmente que los sistemas duales se diseñen con el concepto de los pórticos actuando como respaldo.

Los llamados sistemas "tipo tubo" disponen en las fachadas de columnas cercanas unidas con vigas de gran altura, lo que les da el aspecto de un "tubo perforado". En una variante típica se añade un núcleo de muros hacia el centro, conformando así el llamado "tubo dentro del tubo". En un "tubo" formado por fachadas de pórticos, la fuerza cortante de piso tiende a ser resistida por los pórticos paralelos a la acción principal del sismo mientras que el momento de volcamiento tiende a ser resistido por los pórticos ortogonales, mediante tracciones y compresiones opuestas (en cierto ancho efectivo de pórticos). Se da así una combinación de la deformada típica de los pórticos a flexión con la deformada de los muros en voladizo. La clasificación del tipo estructural debe tomar en cuenta este fenómeno. Si además advertimos que las vigas altas desarrollan grandes fuerzas cortantes en comparación con sus momentos flectores, parece razonable que este sistema se clasifique como Tipo III para la selección de R, a menos que se efectúen estudios especiales. Sin embargo las vigas y columnas deben detallarse según las exigencias del Tipo I.

Dada la interacción entre las "paredes" perpendiculares del "tubo", es recomendable que se efectúe un análisis dinámico tridimensional (Art. 9.6) en lugar de un análisis dinámico plano (Art. 9.4), a menos que se incorpore racionalmente la acción "tipo tubo". Y debido a esta peculiar interacción, también es importante incluir todo tipo de

deformaciones (flectoras, axiales y cortantes) en el análisis, junto con la consideración de la longitud finita de las juntas. En (Khan and Amin, 1973) y (Anderson and Gurfinkel, 1975) se analiza esta estructuración. En (De Fries, 1985) se discuten los criterios de proyecto para edificios altos con sistemas de tubo perimetral empleando vigas de transferencia y se proponen fórmulas para ajustar el factor de reducción de respuesta. En (Paulay and Priestley, 1992) se dan recomendaciones de detallado para su mayor eficiencia.

El comportamiento de diversas estructuraciones de concreto armado a base de pórticos y/o muros, con dinteles o sin ellos, es ampliamente discutido en (ACI, 1973) y (ACI, 1980), incluyendo problemas de modelación, análisis, diseño, interacción con diafragmas y tabiquería, y daños ocurridos en sismos. Un importante trabajo pionero es (Blume et. al., 1961); una presentación general de varios aspectos involucrados se encuentra en (Grases, 1987); importantes conceptos, incluyendo miembros mixtos, son discutidos también en (CTBUH, 1992).

Dentro del grupo denominado Tipo IV, quedan todas aquellas estructuras sustentadas por una columna o una sola fila de ellas, como por ejemplo en un andén y que tienen esencialmente un solo grado de libertad en traslación horizontal (ICC, 2000).. Además, se ha indicado que debe clasificarse como sistema pendular a todo aquel en que 50% o más de la masa se concentre en el tercio superior de la edificación (Eurocódigo 8, 1998). Su capacidad de redistribución de los efectos sísmicos en una o en ambas direcciones, es considerablemente menor que en los otros sistemas y por esta razón están asociados a los menores valores de R en la Tabla 6.4. Se recomienda que estas estructuras se diseñen con un momento mínimo en el tope igual a 50% del momento basal, para incorporar efectos de amplificación dinámica asociados a la inercia rotacional (de eje horizontal) de la masa en el tope (ICC, 2000),(FEMA, 1997a).

Las edificaciones de una y dos plantas de mampostería no reforzada, confinada, no están tipificadas en esta Norma y se regirán por una especificación técnica actualmente en preparación.

Es de interés anotar que en las normas norteamericanas (ICBO, 1997), (ICC, 2000) se limita la altura máxima de la edificación según la tipología (incluyendo el nivel de detallado) en función de la categoría de diseño; los únicos sistemas que no tienen ninguna limitación de altura son los Tipos I-ND3 y II-ND3, sean de concreto armado, acero (pero no con vigas de celosías) o mixtos.

En esta Norma la única limitación de altura para una determinada tipología, es la establecida para los pórticos Tipo I-ND3 de acero con vigas de celosía, con un valor máximo de 30 metros (y  $R = 5$ ), (Tabla 6.4). Las otras limitaciones de altura están en función de los Niveles de Diseño según la Zona Sísmica (Tabla 6.2), como se comenta en C.6.2.2.

### C-6.3.2 COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

En aquellos casos donde se combinen sistemas estructurales diferentes en una misma dirección, es necesario tomar en cuenta el efecto desfavorable que la combinación puede ejercer sobre la distribución de las zonas de disipación de energía. Por ello se obliga a emplear el menor valor del factor R de los sistemas combinados (ATC, 1978), (FEMA, 1997a), (ICC,2000). En general, tenemos dos casos de combinación: en primer lugar, aquel en que un tipo estructural descansa sobre otro tipo; en segundo lugar, cuando los tipos diferentes son paralelos. En el primer caso, tanto si el sistema de mayor ductilidad soporta al de menor ductilidad (es el situación más peligrosa, ejemplificada en la Figura C.6.3, de consecuencias lamentables en el Hospital Olive View, San Fernando, Febrero de 1971, como si ocurre al contrario, debe tomarse el menor valor de R para todo el conjunto. En el segundo caso (sistemas paralelos) igualmente debe tomarse el menor valor de R entre ambos, con la excepción de los sistemas duales que clasifiquen como tipo II. Otra excepción es la de aquellos casos donde la masa involucrada en un cierto tipo estructural no representa una fracción importante de la edificación

Tal como se indica en el primer párrafo del Art. 6.3 de esta Norma, en las dos direcciones principales (ortogonales) del análisis pueden usarse valores de R diferentes para cada una.

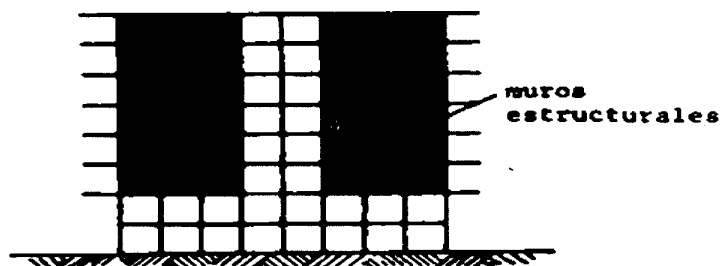


FIG. C-6.3 EJEMPLO DE COMBINACIÓN DESFAVORABLE DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

### C-6.4 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

La estructura en general y sus miembros en particular, pueden tener incursiones importantes en el dominio inelástico bajo la acción de los movimientos sísmicos de la severidad aquí establecida, por lo que la capacidad de absorción y disipación de energía de la estructura y cierto grado de sobrerresistencia se incorporan mediante factores de reducción, conformes a con las exigencias que las correspondientes Normas

COVENIN- MINDUR establecen para cada material y tipo estructural, de acuerdo al Nivel de Diseño.

La ductilidad global y la sobrerresistencia de la estructura se infiere de estudios analíticos o experimentales, o de adecuadas comparaciones con estructuras tipificadas o previamente estudiadas, e incorpora los grados de ductilidad local existentes; estos dependen del tipo de detallado y los mecanismos previstos de absorción y disipación de energía.

En su forma más simple el factor de reducción de respuesta,  $R$ , toma en consideración la ductilidad  $D$ , y el factor de sobrerresistencia (Uang, 1991; ATC, 1995; Fischinger M. y P. Fajfar, 1990; Hernández, 1997a). En los casos en que se utilicen espectros de respuesta inelástica, la selección de los factores de reducción de respuesta debe estar debidamente justificada de acuerdo con aquellas magnitudes y además con las consideraciones de estabilidad pertinentes y la posible incidencia de las irregularidades de la estructura y de la tabiquería. Los factores de reducción  $R$  derivan su nombre del hecho de que reducen las fuerzas sísmicas elásticas por su valor, para los sistemas (o modos) de periodos largos. Sin embargo, para los periodos cortos la reducción es menor (Art. 7.2), aunque sigue asociada a  $R$ . En conclusión, debemos considerar a  $R$  como un factor teórico de referencia para la reducción.

Los valores dados en la Tabla 6.4 provienen de la reiterada observación del comportamiento de las edificaciones regulares sometidas a las acciones sísmicas, los cuales están reconocidos internacionalmente (ATC, 1978; FEMA, 1997a; ICBO, 1997; ICC, 2000), pero a los que se añadieron criterios nacionales, desde la versión 1982 de la Norma COVENIN 1756. Particularmente, ha sido criterio de los distintos comités que han trabajado en la redacción de esta Norma desde esa primera versión, que los valores recomendados en (ATC, 1978) eran muy grandes. Y, efectuando ajustes sobre la práctica constructiva venezolana, se concluía que el máximo valor de  $R$  asignado debía ser 6, en lugar de 8. Por el contrario, también el valor de 6 para pórticos a flexión ND3 ha sido cuestionado por excesivo, indicándose que la ductilidad global de estos sistemas está en el orden de 4. Sin embargo, el sucesivo desarrollo mundial de la Ingeniería Sísmica ha venido a ratificar lo apropiado de los niveles de los valores establecidos. En primer lugar, se ha venido reconociendo la importancia que tiene la sobrerresistencia de la estructura; entonces, aceptando que la ductilidad global de ese sistema sea 4, al observar que se tiene una sobrerresistencia global de 1.5 (localmente la sobrerresistencia puede ser mucho mayor) encontramos razonable el valor de 6. En segundo lugar, las normas norteamericanas antedichas, aunque mantienen los valores de  $R$  más grandes, desde 1997 han introducido un factor de redundancia  $\rho$  ( $1 \leq \rho \leq 1.5$ ) que multiplica a las fuerzas calculadas con  $R$ . Ésto equivale a calcular las fuerzas con un factor  $R_{EQUIV} = R/\rho \leq R$ ; típicamente puede conducir a valores máximos de  $R_{EQUIV} \sim 6.5$  en lugar de 8 (SEAOC, 1999).

Podemos discriminar una serie de aspectos involucrados en los factores de reducción de respuesta  $R$  dados en la Tabla 6.4:

- 1) Es posible diseñar para deformaciones superiores a las cedentes. En tal caso se requiere de un sistema capaz de absorber y disipar energía sin que ello comprometa su estabilidad, (Newmark,1970). Esta propiedad caracteriza la ductilidad. En los sistemas elasto-plásticos la ductilidad es igual al cociente del desplazamiento total entre el desplazamiento cedente. En el factor de reducción R se incorpora la capacidad global del sistema para absorber y disipar energía por acción inelástica (Newmark and Riddell,1979).
- 2) La experiencia acumulada sobre el comportamiento de edificaciones afectadas por sismos severos, así como los ensayos de laboratorio en elementos estructurales aislados o en uniones de ellos, revelan que los sistemas apertados debidamente detallados pueden alcanzar niveles de ductilidad importantes (Rosenblueth, 1964; Esteva, 1980). Aún así elevadas ductilidades locales (de la rotación por flexión), del orden de 12 o más, solo permiten el desarrollo de una ductilidad global (del desplazamiento lateral por fuerzas horizontales) unas tres veces menor. Es un hecho reconocido que en esto puede residir la diferencia entre sufrir un daño tolerable, en muchos casos reparable, o que se alcance una falla catastrófica. Los otros sistemas estructurales tipificados, diseñados de acuerdo a las recomendaciones establecidas en esta Norma, pueden alcanzar ciertos niveles de ductilidad, aunque menores que los logrados por los sistemas anteriores. Del mismo modo, para un mismo tipo estructural, cuando el detallado es menos exigente las ductilidades locales son menores, y por consiguiente la ductilidad global disponible es también menor.
- 3) Los resultados de algunos estudios analíticos que evalúan la respuesta dinámica a las sollicitaciones sísmicas de sistemas de un piso con diagramas de restitución elastoplástico, revelan que cuando sus períodos naturales no son cortos, el máximo desplazamiento relativo de un sistema elastoplástico es aproximadamente igual al que tendría una estructura de comportamiento lineal con igual masa y rigidez inicial que la elastoplástica correspondiente (Veletsos and Newmark, 1960). En términos prácticos, esto significa que cuando los períodos naturales no son muy cortos, las fuerzas sísmicas de diseño son inversamente proporcionales a la ductilidad que la estructura está en capacidad de desarrollar. Para sistemas con períodos cortos, se ha encontrado que la demanda de ductilidad del sistema elastoplástico es considerablemente mayor que la de los osciladores de períodos más largos (Veletsos et al., 1965; Riddell et. al., 1989). De allí la necesidad de limitar la reducción en las fuerzas de diseño para edificios de períodos cortos; como se toma en cuenta en esta Norma mediante una reducción de las fuerzas elásticas menor a R, para los periodos menores de  $T^+$ .
- 4) Las conclusiones deducidas para sistemas de un grado de libertad pueden extenderse a sistemas de varios grados de libertad, siempre que la relación de la capacidad resistente a fuerzas laterales de cada nivel entre el correspondiente cortante máximo obtenido de la respuesta dinámica de la estructura considerada elástica, de iguales masas y rigideces iniciales, sea aproximadamente igual en los diversos niveles. Aún cuando no ha sido incluido en el articulado de esta Norma, en algunas normas se exige que el cociente

antes señalado, tomando en cuenta todos los miembros que pueden contribuir a la resistencia de uno cualquiera de los niveles, no difiera en más de un cierto porcentaje, entre 20% y 40%, del promedio de dichos cocientes para todos los niveles. Esto significa que la mayor parte de la estructura debe participar de una manera uniforme en la disipación de energía en el rango inelástico (Rosenblueth,1964). El caso más peligroso de falta de uniformidad de resistencia es el de un entrepiso débil, que en esta Norma configura una irregularidad penalizada (véase aparte 6.5.2.a.2).

- 5) Aún reconociendo que las sobrerresistencias globales de los distintos tipos estructurales pueden ser algo diferentes, en aras de la simplicidad en esta Norma se ha supuesto un valor uniforme de 1.25. Esto equivale a que la ductilidad esté en el orden de 0.8 veces el factor de reducción utilizado. Esta relación se introduce en la estimación de los desplazamientos inelásticos (Art. 10.1). Conviene recordar, que al igual que las ductilidades, las sobrerresistencias locales pueden ser mucho mayores que las globales, por lo que en las Normas de Diseño se incorpora el factor  $\Omega_0$ , con valores entre 2 y 3, para controlar situaciones potencialmente frágiles.

Las casillas sin valores de R denotan Niveles de Diseño no contemplados en las Normas correspondientes y no deben utilizarse, a menos que se efectúen estudios especiales.

#### **C-6.4.1 CASO DE ESTRUCTURAS IRREGULARES**

En general, las estructuras irregulares desarrollan una distribución de solicitaciones diferente a las regulares, la cual puede llegar a ser poco uniforme. Cierta clase de irregularidades conducen a la concentración de las zonas de disipación de energía en pocos sitios localizados. Obviamente, entonces la ductilidad global que se puede desarrollar es menor, suponiendo que las ductilidades locales se mantienen (Esteva, 1980). Otra clase de irregularidades conduce a distribuciones de solicitaciones que pueden detectarse mediante un análisis elástico, pero sin que generen concentraciones de demanda inelástica. Por el contrario, en la primera clase, sólo un análisis inelástico podría detectar el problema y al efectuar un análisis elástico no se evidencia, aunque siempre conviene usar un análisis más refinado que el normal.

En esta Norma se distinguen las irregularidades de ambas clases, conduciendo a penalizaciones diferentes. Las de la primera clase se penalizan con una disminución en el valor de R con la finalidad de compensar las incertidumbres en las concentraciones de demanda inelástica. El valor seleccionado para disminuir R es de 0.75, semejante al factor  $k_R = 0.8$  para estructuras irregulares en (Eurocódigo, 1998), aunque en él no se distinguen las dos clases antedichas. Adicionalmente, para algunas irregularidades se pide que las solicitaciones de ciertos niveles se magnifiquen en 30%. Las irregularidades de la segunda clase conducen solo a la necesidad de efectuar análisis elásticos más refinados, los cuales se establecen en la Tabla 9.2 del Capítulo 9, donde también se incluyen requisitos de análisis para las irregularidades de la primera clase. En el Artículo siguiente se comentan distintos casos de irregularidades que establece la Norma.

## C-6.5 CLASIFICACIÓN SEGÚN LA REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA

Para seleccionar el método de análisis, las edificaciones deben clasificarse en regulares o irregulares. Esta clasificación obedece por un lado a la necesidad de identificar aquellas estructuras en las cuales es posible predecir razonablemente los efectos de la acción sísmica mediante métodos aproximados de análisis, que obvian la necesidad de otros más rigurosos, véase C-9.1. Por otro lado, tal como se comenta en C-6.4.1, deben identificarse las irregularidades que tiendan a producir concentraciones indeseables de demandas inelásticas. El nivel de confianza en los resultados provenientes de los métodos simplificados de análisis aumenta en general en proporción al grado de regularidad, tanto en planta como en elevación. Las irregularidades significativas en la distribución de masas y rigideces exigen la adopción de métodos de análisis más refinados (ATC, 1978; Chopra and Newmark, 1980; FEMA, 1997a; ICC, 2000).

### Edificaciones de Estructura Irregular C-6.5.a. Irregularidades verticales

Las irregularidades en la configuración vertical, tales como las variaciones substanciales en la distribución vertical de masas, rigideces o resistencias, afectan la respuesta a distintos niveles y pueden inducir solicitaciones significativamente diferentes a la distribución supuesta en el Artículo 9.3, por lo tanto requieren análisis dinámicos como los establecidos en la Tabla 9.2. Los comentarios y las figuras que siguen facilitan la identificación de algunas de las irregularidades verticales.

Geometrías verticales asimétricas pueden dar lugar a que un edificio sea clasificado como irregular. Aún cuando la geometría vertical sea simétrica, un edificio puede quedar clasificado como irregular debido a la presencia de entrantes horizontales significativos en uno o más niveles. La Figura C-6.4 ilustra alguna de estas situaciones; los límites de  $A/L$  anotados son valores guías dados en (FEMA, 1997a). En esta Norma se ha sido menos exigente, fijándose como condición de irregularidad a la variación entre niveles adyacentes superior a un 30%.

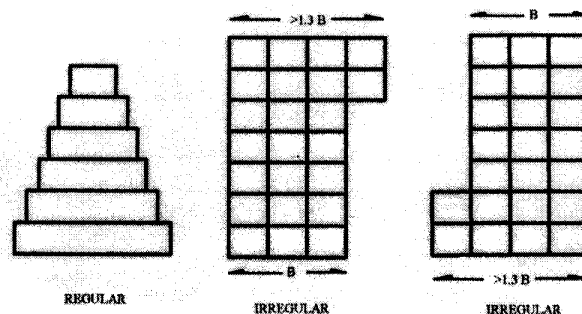
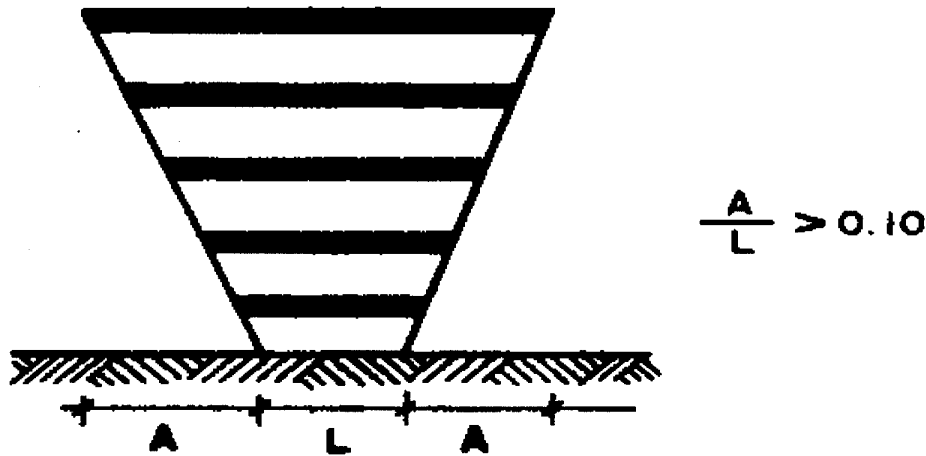


FIG. C-6.4 EJEMPLOS DE CLASIFICACIÓN DE REGULARIDAD VERTICAL SEGÚN LAS VARIACIONES EN LA GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA

Una situación de irregularidad vertical prevista en la Norma es la del aumento sistemático de masas (y normalmente dimensiones) con la elevación. Véase la Fig. C-6.5. Debido a los efectos dinámicos y accidentales de la mayor inercia rotacional de los pisos superiores, en la Tabla 9.2 se exige una análisis espacial de la estructura.



**FIG. C-6.5 AUMENTO SIGNIFICATIVO DE LAS DIMENSIONES DE LAS PLANTAS CON LA ALTURA**

Un edificio será clasificado como irregular cuando las masas o las rigideces en niveles adyacentes difiera de un modo significativo. Esto puede ocurrir cuando hay una masa importante, por ejemplo, cuando una piscina es excepcionalmente colocada en un cierto nivel. Los sistemas estructurales donde un piso es mucho más alto que los adyacentes y la consiguiente reducción en rigidez no se pueda compensar, deben clasificarse como irregulares. La Figura C-6.6 ilustra este tipo de irregularidad.

En la mayoría de los problemas estáticos, una mayor resistencia se suele asociar a una mayor seguridad. Ahora bien, bajo acciones sísmicas, la sobrerresistencia de un nivel puede dar lugar a diferencias importantes en el ámbito de deformaciones inelásticas con los niveles adyacentes, lo cual puede conducir a respuestas que varían sensiblemente de las que se presuponen al utilizar los procedimientos incluidos en el Capítulo 9 para estructuras regulares.

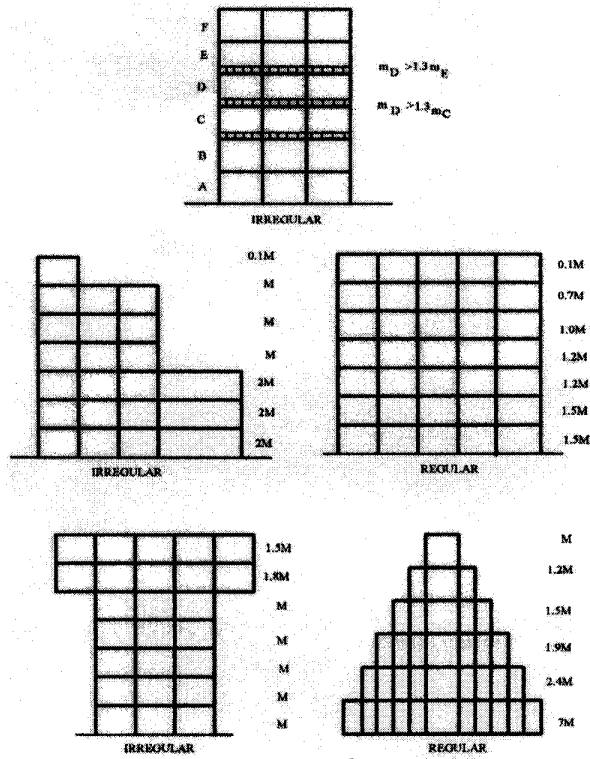


FIG. C-6.6 a) EJEMPLOS DE CLASIFICACIÓN DE REGULARIDADES SEGÚN LA DISTRIBUCIÓN DE MASA, M (SECCIÓN 6.2-a3)

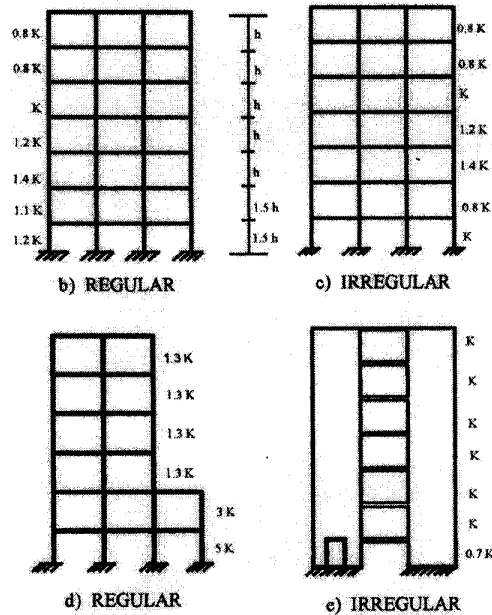


FIG. C-6.6 b) EJEMPLOS DE CLASIFICACIÓN DE REGULARIDADES SEGÚN LA DISTRIBUCIÓN DE RIGIDEZES LATERALES, K (SECCIÓN 6.5.2.9)

Debe calificarse una estructura como irregular, cuando la resistencia y la rigidez de un determinado nivel es substancialmente inferior a los inmediatamente superiores, siendo la demanda de ductilidad excesiva en ese nivel y, amenazándose en consecuencia, la estabilidad de la estructura. En la Figura C.6.7 se tipifica esta situación. Estas configuraciones suelen denominarse "entrepiso blando" o "entrepiso débil" y son bastante peligrosas, habiendo fallado repetidamente en sismos recientes. Las especificaciones de esta Norma relativas a la penalización de estas estructuras deben entenderse como medidas mínimas a ejecutar si no hay otra solución; deberán evitarse en las zonas de mayor peligro sísmico.

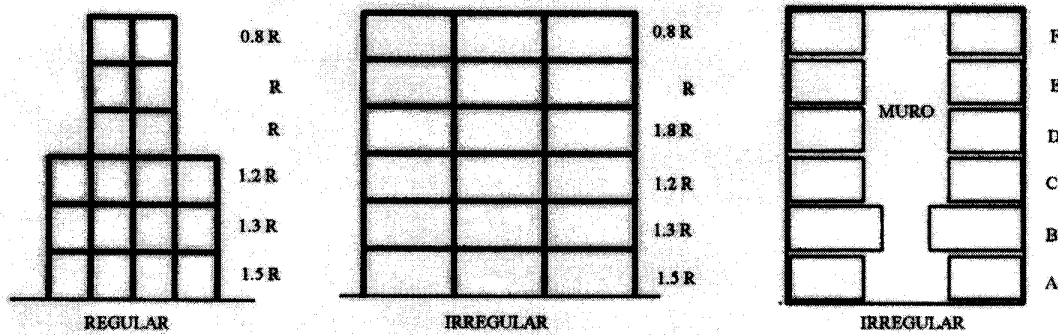


FIG. C-6.7 EJEMPLOS DE CLASIFICACIÓN DE REGULARIDADES SEGÚN LA RESISTENCIA A CARGAS LATERALES (SECCIÓN 6.5.2-A2)

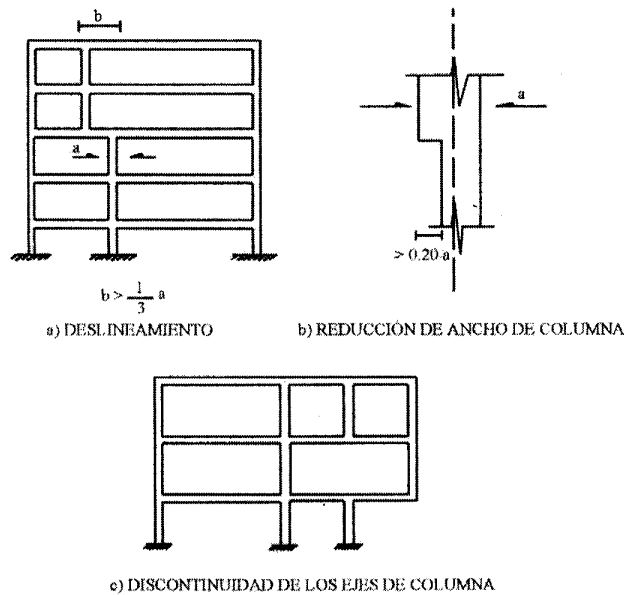


FIG. C-6.8 EJEMPLOS DE DISCONTINUIDAD EN EL PLANO RESISTENTE A CARGAS LATERALES

A los fines de efectuar las verificaciones previstas en los apartes 6.5.2.a.1 y 6.5.2.a.2 de la Norma y a menos que se haga una revisión del diseño de la estructura, se podrá estimar la resistencia aproximada a la fuerza cortante en cualquier entrepiso como la

suma de las fuerzas cortantes de las columnas del entrepiso,  $\Sigma V_i$ , obtenidas al dividir la suma de los valores absolutos de los momentos resistentes en los extremos de las mismas dividido por la altura del entrepiso o altura libre de columnas,  $V_i = \Sigma M / h$ . Los momentos en los extremos de las columnas se obtendrán de la verificación de la condición columna fuerte – vigas débiles establecida en la Sección 11.4.7 y Subsección 11.4.4.3 de la Norma COVENIN 1618-98 para estructuras de acero, y en las Subsecciones 18.3.2.1 y 18.3.4.5 de la COVENIN 1753-82, para estructuras de concreto. Adicionalmente debe incorporarse la contribución de la tabiquería, en caso de que sea mayor en el nivel superior.

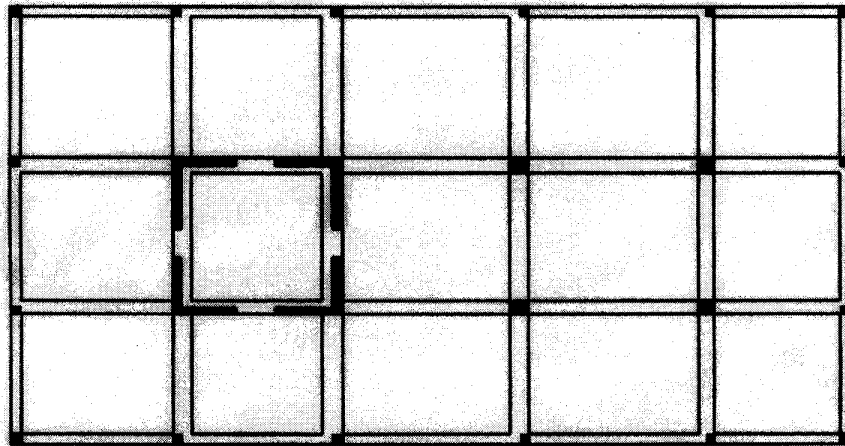
Si un edificio tiene una esbeltez global, altura/ancho de la base, mayor de 4 los resultados de la aplicación del Método Estático Equivalente (Art. 9.3) pierden precisión. Por tanto, en este caso la estructura se clasifica como irregular con el objeto de exigir que se realice un análisis dinámico, plano o espacial. Las irregularidades verticales estipuladas en los apartes 6.5.2.a.7, 6.5.2.a.8 y 6.5.2.a.9 de la Norma, se refieren a problemas locales que pueden inducir demandas inelásticas excesivas en las respectivas zonas (Figura C-6.8). Por tanto, en esos casos la estructura se clasifica como irregular y se penaliza con un incremento en las sollicitaciones de esas zonas (Sec. 6.4.1) y la obligación de detallarlas con el ND3 (Tabla 6.3).

### **C-6.5.b. Irregularidades en planta**

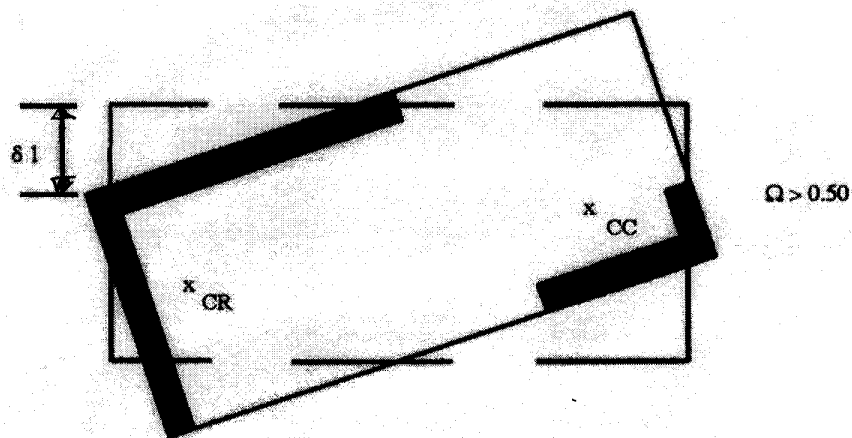
En la Norma se consideran dos casos de irregularidad en planta relacionadas estrictamente con la respuesta torsional de las plantas. Las variables involucradas son:

- a) La excentricidad entre el centro de aplicación de la fuerza cortante y el centro de rigidez de la planta, para una determinada dirección.
- b) El radio de giro inercial de la planta, función con la distribución de la masa en la planta y la relación de aspecto ancho/largo.
- c) El radio de giro torsional de la planta en una determinada dirección, obtenido a partir de la rigidez torsional de la planta y la rigidez lateral en esa dirección.

En caso de que alguna excentricidad supere el 20% del radio de giro inercial de la planta, los parámetros de modificación dinámica de la excentricidad ( $\tau$  y  $\tau'$ ) del Método de la Torsión Estática Equivalente (Art. 9.5) dejan de ser válidos. Por consiguiente, la estructura se clasifica como irregular, a fin de que se utilice el Método de Análisis Dinámico Espacial (Art. 9.6), se denomina caso de gran excentricidad (aparte 6.5.2.b.1) y, si no hay problemas de rigidez torsional pequeña, no se estima que ocurran demandas inelásticas inesperada y el problema es fundamentalmente de análisis. En la Fig. C-6.8 se ilustra en forma muy general, dos situaciones que conducen a grandes excentricidades.



a) CONFIGURACIÓN DE RIGIDEZ TORSIONAL DEFICIENTE



b) EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO TORSIONAL

FIG. C.6-9 RIESGO TORSIONAL ELEVADO (Sección 6.5.2-b.2)

En caso de que exista una rigidez torsional deficiente, existe el peligro de demandas inelásticas no bien predecibles, debido a que el sistema tiende a sufrir desplazamientos muy grandes en el perímetro, causadas por considerables rotaciones (Wong & Tso, 1994; Hernández, 1997b). Ésto puede ocurrir cuando elementos de gran rigidez lateral se colocan hacia el centro de la planta, dejando el perímetro con mucha menos rigidez relativa. Véase la Fig. C-6.9. La edificación se clasifica como de riesgo torsional elevado (aparte 6.5.2.b.2) para dos situaciones en que la deficiencia de rigidez torsional es peligrosa. En primer lugar, cuando el radio de giro torsional es inferior al 50% del radio de giro inercial (aparte 6.5.2.b.2.i); esto equivale a que la frecuencia torsional desacoplada sea menos de la mitad de la frecuencia lateral, lo que implica que el modo torsional se excite excesivamente, y ocurran grandes rotaciones amplificadas

dinámicamente, aún para excentricidades muy pequeñas. En segundo lugar (aparte 6.5.2.b.2.ii), cuando la excentricidad es muy grande en relación con la rigidez torsional existente (aún cuando ésta no caiga en el primer caso), lo que conduce a excesiva amplificación de la excentricidad. En ambos casos de riesgo torsional elevado, además de la obligación de efectuar un análisis dinámico espacial (Art. 9.6) se penaliza el factor de reducción disminuyéndolo al 75% del normal (Sec. 6.4.1) y se obliga a usar el ND3 (Tabla 6.3). Estas disposiciones se establecen con el espíritu de mitigar el riesgo involucrado, en el supuesto de que el ingeniero no pueda eludir esas configuraciones; sin embargo, se recomienda firmemente que se eviten, rigidizando los planos perimetrales (o cercanos) de la estructura.

Cuando existan planos verticales resistentes importantes en direcciones no ortogonales, el análisis dinámico plano puede omitir interacciones importantes. Por este motivo, en ese caso las estructuras se clasifican como irregulares (aparte 6.5.2.b.3). La única penalización radica en que debe efectuarse un análisis dinámico espacial (Art. 9.6). Las respuestas (referenciales, a una componente sísmica) pueden calcularse según cualquier par de direcciones ortogonales de referencia, ya que la aplicación posterior de alguno de los procedimientos de combinación de componentes sísmicas (especificadas en el Artículo 8.6) capta adecuadamente la respuesta a la acción de dos componentes sísmicas simultáneas. Es obvio que para estas estructuras deberá usarse un único valor del factor de reducción  $R$ , al más desfavorable de todos los subsistemas estructurales, ya que no es posible definir valores direccionales.

Tal como se comenta en C-6.3.1, la aplicación de los métodos de análisis de los Artículos 9.3, 9.4, 9.5 y 9.6 supone que las plantas dispongan de diafragmas suficientemente rígidos, para los cuales pueda omitirse su flexibilidad sin notorio error. Se exceptúan de esta excepción las estructuras Tipo IV, en las cuales los diafragmas no juegan el papel de redistribución de fuerzas (aunque sí posiblemente el de su transmisión). En caso de que la flexibilidad de los diafragmas tenga influencia debe aplicarse un método de análisis que la tome en cuenta, como el del Artículo 9.7 de esta Norma. La consecuencia de la deficiencia de rigidez de los diafragmas es la de aumentar las fuerzas cortantes en algunos planos resistentes y disminuirlas en otros, en relación con lo que se obtiene con la hipótesis de diafragma infinitamente rígido. Entonces, si diseñamos obviando esa influencia, puede presentarse una demanda inelástica excesiva en los primeros. Por motivos semejantes, también se pide detallar con ND3 los elementos verticales conectados a un diafragma flexible (Tabla 6.3).

La finalidad de la categorización de irregularidad por diafragma flexible (aparte 6.5.2.b.4) es la de precisar las situaciones más conocidas en las cuales es posible que opere dicha influencia. Decimos posible, porque la seguridad de la misma depende de una serie de factores adicionales, tal como la rigidez lateral de las porciones del diafragma relativa a la rigidez de los subsistemas resistentes verticales y a su ubicación en planta. Dado que la normalización de estos factores es demasiado compleja, se opta por exigir la incorporación de la flexibilidad del diafragma en los casos que llevan a duda.

En ausencia de otras condiciones negativas, si un diafragma de concreto armado tiene un espesor mayor o igual a unos 4 cm, se encuentra que puede transmitir las fuerzas inerciales y redistribuir las fuerzas cortantes típicas, con desempeño adecuado. En caso de que fuera menor, o se trate de otro material con rigidez equivalente en el plano menor al especificado (aparte 6.5.2.b.4.i), conviene revisar los efectos de la flexibilidad del diafragma. Puede observarse en (López et. al., 1994) que es para esa situación que aumenta sustancialmente la deformabilidad de una serie de plantas estudiadas.

En el (aparte 6.5.2.b.4.i) se requiere la evaluación las plantas con entrantes o salientes como las comúnmente llamadas plantas en L ó en H, véase la Fig. C-6.10 En ellas puede tener efecto la deformabilidad horizontal de las porciones menores del diafragma. Ha sido criterio de la Comisión de Normas establecer la limitación del 40% para el cociente de longitudes especificado y la del 30% de las áreas (aparte 6.5.2.b.4.ii), en el entendido de que si no ocurren otras condiciones negativas, es a partir de esos valores que es problemática la situación. Las normas norteamericanas estipulan la más exigente limitación del 15% para los entrantes o salientes (FEMA, 1997; ICC, 2000) y las normas europeas (Eurocódigo, 1998) la fijan en 25%. Sin embargo, se trata de una condición general porque no añaden las otras revisiones (de posible concatenación) que sí establece esta Norma. Al hacerlo así, podemos permitirnos ser menos estrictos en una limitación particular.

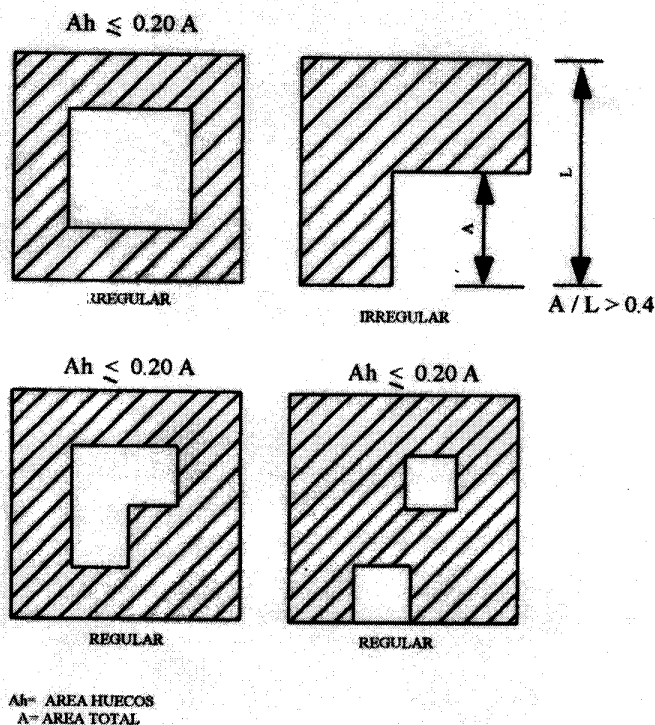
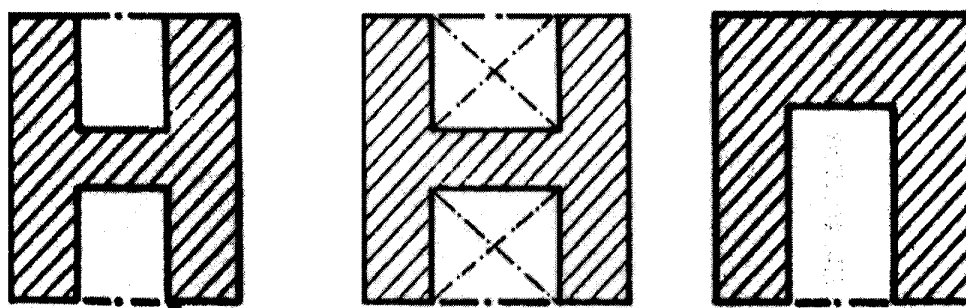


FIG. C-6.10 EJEMPLO DE CLASIFICACIÓN DE REGULARIDAD EN PLANTA SEGÚN FLEXIBILIDAD DEL DIAGRAMA (Sección 6.5.2 – b.4)

Discontinuidades considerables en la rigidez correspondiente a partes de un diafragma en un cierto nivel deben considerarse como irregularidades, ya que pueden dar lugar a cambios en la distribución de las fuerzas sísmicas a los componentes verticales, y pueden crear fuerzas de torsión no contempladas en la distribución normal de los edificios regulares. La figura C-6.10 ilustra las discontinuidades en la rigidez de los diafragmas.

Debe notarse que el porcentaje de vacío (20%), estipulado en esta Norma para exigir la aplicación del Art. 9.7 (aparte 6.5.2.b.4.iii), representa una porción considerable del área de la planta. Por ejemplo, en una planta cuadrada corresponde a una abertura central cuadrada de lado igual al 45% del ancho de la planta.

Para aminorar la deficiencia del diafragma en el caso de algunas formas de planta, como las "H" ó "C", se recomienda establecer las soluciones de diseño que sean convenientes, tales como las vigas perimetrales indicadas en la Fig. C-6.11. Sin embargo, debe notarse que aún cuando se adopten estos reforzamientos del diafragma, puede seguir siendo necesario efectuar un Análisis Dinámico según el Art. 9.7 si el porcentaje de vacíos así lo determina.



**FIG. C-6.11 SOLUCIONES USUALES PARA AMINORAR EL PROBLEMA DE LAS PLANTAS FLEXIBLES; (— • — = viga de unión).**

La condición establecida en el aparte 6.5.2.b.4.iv es obviamente fundamental, porque la carencia de una conexión adecuada atenúa la transmisión de fuerzas desde el diafragma hacia el subsistema vertical. Si ocurriera ese caso, debe modelarse la debilidad de la conexión al aplicar el método del Art.9.7.

Se han encontrado sistemáticamente problemas de flexibilidad del diafragma en plantas muy alargadas, por la dificultad que el mismo tiene en transmitir las fuerzas inerciales centrales hacia los extremos. La gravedad de la situación suele aumentar cuando se proyectan subsistemas de distinta rigidez relativa (p. ej., muros con pórticos), véase (Rodríguez y López, 1998). En esta norma se establece el valor de 5 como limitante a la relación largo/ancho de la planta, para obligar a aplicar el Art. 9.7 (aparte 6.5.2.b.4.v) Sin embargo, se recomienda estudiar los efectos de la flexibilidad del diafragma aún para valores menores si se tienen configuraciones desfavorables de la distribución de la rigidez de los planos resistentes.

Debemos añadir que, de acuerdo con un buen criterio de diseño, si se tuviera una situación en que no se incumpla ninguna de las condiciones del aparte 6.5.2.b.4, pero se estuviera cerca de incumplir varias de ellas, parece razonable detenerse a estudiar si conviene la aplicación del Art. 9.7, debido al posible efecto acumulativo de diversas debilidades. En la Figura C-6.12 se dan ejemplos de sistemas sismorresistentes no ortogonales.

### Elementos no estructurales

Tal como se especifica en el Artículo 3.5 aparte f, es preciso tomar en cuenta la presencia de los elementos no estructurales. Estos pueden dar lugar a irregularidades verticales tales como las tipificadas en la Sección 6.5.2 apartes a.1, a.2 y a.9, o bien generar torsiones en planta del tipo de las señaladas en el aparte b.2 de la recién citada Sección.

Los efectos desfavorables de paredes enmarcadas por las vigas y columnas de los sistemas estructurales Tipos I y II, deben incorporarse tanto en el análisis mediante la reducción de R a un 75%, como en el diseño. En particular, cuando las paredes o tabiques se interrumpan en la zona adyacente a las columnas, o cuando pueda preverse su eventual interrupción futura, debe colocarse el refuerzo de confinamiento indicado en la de Norma COVENIN-MINDUR 1753 en toda la altura de la columna adyacente. (Véase C-8.3.4).

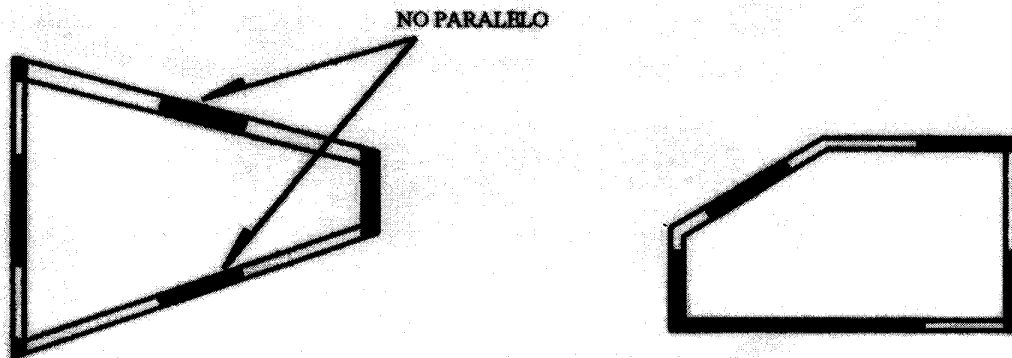


FIG. C-6.12 EJEMPLOS DE SISTEMAS SISMORRESISTENTES NO ORTOGONALES  
(SECCIÓN 6.5.2 - b3)

## CAPÍTULO C-7

### COEFICIENTE SÍSMICO Y ESPECTROS DE DISEÑO

#### C-7.1 COEFICIENTE SÍSMICO PARA EDIFICACIONES

En todos los métodos de análisis (Artículos 9.3 al 9.7), el valor de la fuerza cortante de diseño a nivel de base  $V_0$  se obtiene empleando el espectro de diseño. En el caso de los métodos de análisis dinámico, la fuerza cortante de diseño a nivel de base es el resultado de la combinación de los respectivos valores modales.

Dado que los valores de  $A_d$  pueden ser reducidos por  $R$ , es necesario establecer un coeficiente sísmico mínimo. Este se ha fijado como función del factor de importancia  $\alpha$ , de la aceleración máxima del terreno  $A_0$  y del factor  $R$  del sistema estructural resistente a sismos. En zonas de baja amenaza sísmica, las fuerzas horizontales debidas a viento pueden dar origen a valores mayores que los mínimos aquí establecidos (COVENIN-MINDUR 2003).

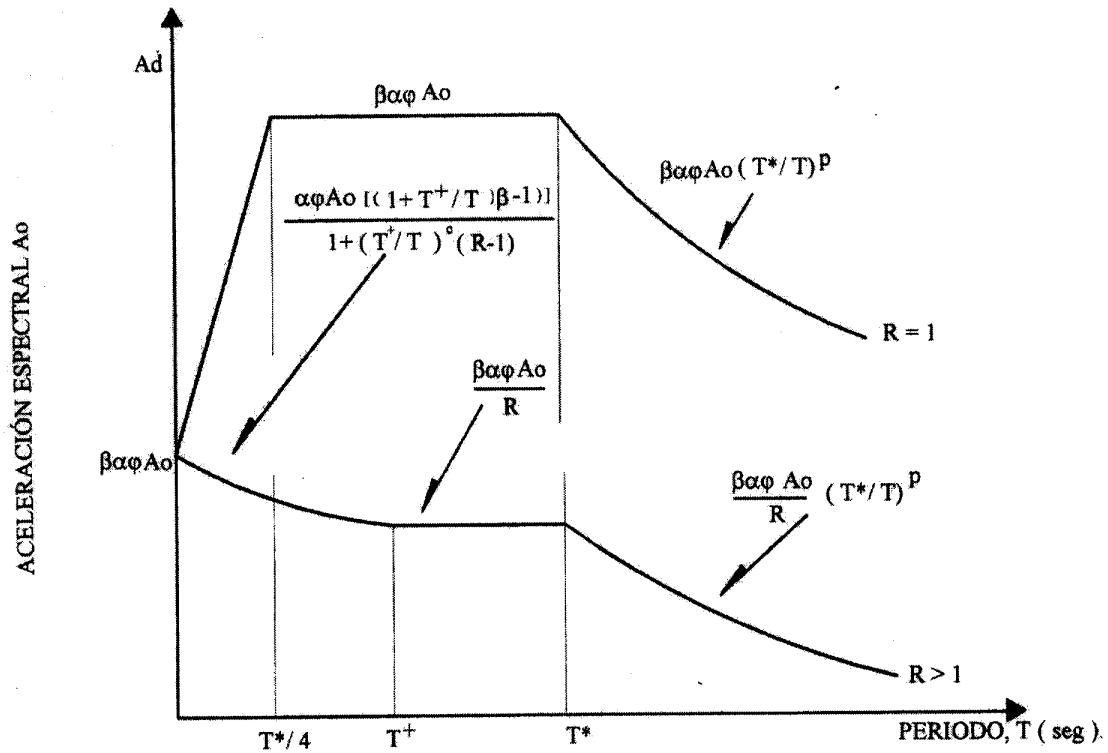
En aquellos casos donde, previa justificación, se incorporen los efectos de la interacción suelo-estructura por medio de procedimientos adecuados, el coeficiente sísmico mínimo seguirá siendo el mismo señalado en este Artículo.

Los pesos de las maquinarias o equipos de masa no despreciable, deben incluirse siempre que puedan considerarse unidos a la estructura, agregando el contenido de los mismos en condiciones de operación. El peso de los tabiques debe estimarse en forma realista tomando en cuenta la Norma COVENIN-MINDUR 2002.

En el cálculo del centro de masas de un determinado piso, debe tomarse en consideración la distribución de los pesos propios, de las cargas permanentes y variables significativas.

En los edificios destinados a viviendas u oficinas, los resultados de un muestreo hecho durante 1979-1980 en la ciudad de Caracas, revelan que el valor especificado igual al veinticinco por ciento (25%) de las cargas variables de cálculo ( $175 \text{ kgf/m}^2$ ) para viviendas tiene una probabilidad de excedencia del cinco por ciento (5%). De acuerdo con los análisis estadísticos de la muestra de cargas variables en oficinas, para mantener esta misma probabilidad de excedencia se debería seleccionar el treinta por ciento (30%) de las cargas variables en oficinas ( $250 \text{ kgf/m}^2$ ) (Grases y Eskenazi, 1981). Este valor representa una diferencia pequeña con respecto al valor establecido en el Artículo 7.1. Tomando en consideración la importancia de las cargas variables en el proyecto no parece necesaria esta distinción, especialmente por la discriminación de uso que implica.

Los requerimientos del punto d) se aplicarán a escaleras y vías de escape.



**FIG. C-7.1** FORMA ESPECTRAL PARA LOS PERFILES GEOTÉCNICOS DEL CAPITULO 5, A USAR CON LAS TABLAS 4.1, 5.1, 6.1 Y 7.1. PARA  $R > 1$  EMPLEAR LOS VALORES DE LA TABLA 6.4, FÓRMULAS 7.1 A 7.3 Y TABLA 7.2

Se ha considerado que las cargas de los estacionamientos pueden asimilarse a las de los depósitos. Al considerar los valores normativos de  $500 \text{ kgf/m}^2$  se ha establecido una cota inferior igual a  $250 \text{ kgf/m}^2$ , aún cuando se deberán tomar valores mayores si las estimaciones así lo indican. En el caso de estacionamientos para edificaciones destinadas a vivienda, sólo se indica el veinticinco por ciento (25%) de la carga de diseño por razones de la menor concentración de vehículos, y mayores áreas de circulación.

## C-7.2 ESPECTROS DE DISEÑO

### ESPECTROS ELÁSTICOS

Las formas espectrales tipificadas dadas en la Tabla 5.1 son representativas de diferentes condiciones de suelo, y fueron seleccionadas originalmente con base en el análisis de espectros elásticos con 5% de amortiguamiento referido al crítico obtenidos a partir de registros reales de movimientos del terreno y estudios analíticos sobre la respuesta de perfiles geotécnicos (Véase C-5.1(b)). Los espectros elásticos se normalizaron, ajustaron y agruparon para tipificarlos, lo cual permitió seleccionar los valores de  $\beta$ ,  $T_0$  y  $T^*$  dados en la Tabla 7.1.

El valor de  $\beta$  seleccionado podrá ser ajustado entre los valores dados en esta Norma para dos formas espectrales tipificadas consecutivas de acuerdo con las características del perfil geotécnico.

La rama de velocidades ( $T > T^*$ ) para las formas espectrales propuestas se ha caracterizado por la función  $(T^*/T)^p$ . Los valores de  $p$  se ajustan al intervalo ubicado entre la media y la media más una desviación estándar obtenido de los estudios realizados (Lobo y Rivero, 1996 y Echezuria, 1997-a). Conviene destacar que el promedio de los valores espectrales en estudios anteriores (Ugas, 1982) presentan una dispersión tal que la relación entre la media más una desviación standard (84 percentil) y la media (50 percentil), varía desde 1.2 hasta 1.7 en el intervalo de períodos comprendidos entre 0.5 seg. y 2.0 seg. Estos valores solo se dan como guía.

Tal como se indicó antes, los espectros elásticos utilizados en el desarrollo de las formas espectrales tipificadas corresponden a un amortiguamiento del cinco por ciento (5%) referido al crítico, el cual es característico de edificaciones con mampostería en estructuras, bien, de concreto armado o de acero. En caso de edificaciones con amortiguamientos ( $\xi$ ) diferentes al cinco por ciento (5%) el factor  $\beta$  podrá ser modificado por medio de la expresión siguiente:

$$\beta(\xi) = \frac{\beta(5\%)}{2.3} (0.0853 - 0.739 \ln \xi) \quad (\text{C} - 7.1)$$

Los valores de las ordenadas espectrales  $A_d$ , dependen directamente del coeficiente de aceleración horizontal,  $A_0$ , dado en la Tabla 4.1, debidamente ajustado por el parámetro  $p$ , (Tabla 5.1) y del factor de importancia  $\alpha$ , incluido en la Tabla 6.1

## ESPECTROS DE DISEÑO

En esta nueva versión se ha mantenido la forma espectral de la Norma 1756-82, incorporando el factor de reducción propuesto por Riddell et al. (1989) para la norma Chilena de 1989. Estos valores son algo menos conservadores que los dados por Newmark. and Hall, 1978

El factor de reducción propuesto por Riddell en forma de tablas se ha simplificado para cada forma espectral por medio del exponente  $c \cdot \sqrt[4]{R/I}$ . Al acotar  $T^+$  entre  $T_0$  y  $T^*$  se evita la posibilidad de una discontinuidad en la parte plana del espectro. (véase la Figura C-7.1).

### C-7.3 FUERZAS SÍSMICAS EN COMPONENTES, APÉNDICES E INSTALACIONES

En este Artículo se establecen las condiciones y solicitaciones mínimas para el diseño y anclaje de los apéndices estructurales, los componentes del sistema arquitectónico y de las instalaciones eléctricas, mecánicas, electromecánicas, sanitarias, anti-incendios y otras de la edificación, tomando en cuenta:

- El uso y la zonificación sísmica a que corresponde la edificación.
- La necesidad de continuidad de operación.
- La interacción entre la estructura y dichos componentes.

Por apéndices estructurales se entienden las subestructuras menores colocadas sobre la estructura principal, que no tenga mas de dos niveles y cuyo peso no supere el diez por ciento (10%) del peso del nivel donde se vincula, ni exceda el dos por ciento (2%) del peso total de la edificación. Si la subestructura incumple con estas limitaciones debe incorporarse a la estructura principal y analizarse con alguno de los métodos de análisis dinámicos del Capítulo 9.

Las fuerzas sísmicas calculadas según la fórmula (7.4), aplicadas sobre el baricentro, se combinarán con las otras fuerzas estáticas que actúan sobre los componentes y sus anclajes en las diferentes direcciones horizontales más desfavorables. En el diseño de los anclajes se considerará la acción simultánea de una fuerza vertical hacia arriba o hacia abajo, igual a 1/3 de la horizontal, descartando resistencias por fricción pasiva.

### C-7.3.1 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Por razones de su respuesta dinámica, los componentes que no forman parte integrante de la estructura, tales como estructuras menores ligadas a ella, elementos flexibles que pueden oscilar verticalmente, etc., están sometidas a acciones mayores que las que se deducen de la aplicación del método estático equivalente (Artículo 9.3). Para el cálculo de las acciones sísmicas, en esta Sección se ofrece la alternativa de incorporar estos elementos al modelo matemático de la estructura y realizar el correspondiente análisis dinámico (Artículos 9.4 ó 9.6). En este caso debe considerarse el distinto Factor de Reducción y el diferente amortiguamiento que puede asignársele al elemento. Una posibilidad es el uso de los llamados espectros de piso. De no adoptarse este criterio los elementos o partes en cuestión se deberán diseñar para resistir las acciones que se deduzcan de la Sección 7.3.2; en ambos casos, su peso debe ser incorporado al de la estructura principal para el análisis de esta última.

Cuando haya interacción dinámica entre el sistema estructural y los componentes arquitectónicos, eléctricos y/o mecánicos, conviene considerar un modelo adecuado para su análisis. En este sentido, los efectos sísmicos entre componentes interrelacionados deben tomarse en cuenta de tal manera que la falla de uno de ellos no ocasione la falla de los demás (Mc Gavin, 1981; Dowrick, 1984).

### C-7.3.2- COEFICIENTES SÍSMICOS

Los valores de  $C_p$  (Tabla 7.3) deben considerarse como valores mínimos. Están calculados a partir de valores de  $R$  menores que los dados para edificios. Estos últimos, por su naturaleza, están dotados de múltiples fuentes de disipación de energía bajo la acción de vibraciones severas, provenientes de la presencia de elementos estructurales y de elementos resistentes no incluidos en el cálculo.

La distribución de las fuerzas  $F_p$  deberá hacerse en forma aproximadamente proporcional a la distribución de sus masas.

Cuando se requiera evaluar la posible amplificación dinámica por similitud entre los períodos de vibración de la estructura principal y del componente, la fuerza obtenida por la fórmula (7.4) puede ser mayorada por el factor de amplificación dinámico ( $A_c$ ) de acuerdo con siguiente criterio:

$$A_c = 1 \quad \text{para} \quad T_c / T < 0.6 \quad \text{ó} \quad T_c / T > 1.4$$

$$A_c = 2 \quad \text{para} \quad 0.6 \leq T_c / T \leq 1.4$$

donde:

- T = período fundamental de la edificación en la dirección del análisis.  
 T<sub>c</sub> = período fundamental del componente o apéndice en la dirección del análisis, considerado aislado de la edificación.

En el caso de equipos cuyo funcionamiento sea de vital importancia después de un sismo, el proveedor del equipo deberá verificar que las fuerzas sísmicas calculadas según la Sección 7.3.2 puedan ser resistidas sin daño en el equipo. De no ser así, se diseñará un sistema de anclaje que aminore las tensiones a valores admisibles por el equipo.

Todos los equipos de acometida de electricidad, de gas, de vapor, de agua a altas temperatura, de otros líquidos o gases peligrosos, en los edificios pertenecientes a los Grupos A y B1 situados en zona sísmica con  $\alpha \phi A_0 \geq 0.25$ , deben estar provistos de un sistema automático que interrumpa su funcionamiento al inicio del terremoto.

Los anclajes de los componentes deben diseñarse para resistir las fuerzas calculadas según la Sección 7.3.2 sin considerar la fricción pasiva entre las superficies de apoyo e incorporando la posible sobrerresistencia  $\Omega_0$  del componente. Algunas normas tipifican el caso de equipos rígidamente vinculados a la estructura, tales como calderas, motores, generadores, bombas, etc., a los cuales se les asigna un valor mínimo de C<sub>p</sub> horizontal del orden de 0.5. Asimismo, para el caso de torres, tanques, chimeneas y miradores, u otras partes flexibles o montadas en apoyos flexibles, dispuestas en la parte superior de edificios, se especifica un coeficiente C<sub>p</sub> horizontal mínimo doble del anterior y, cuando proceda, un C<sub>p</sub> vertical en los términos indicados en la Subsección 7.3.2.1. En todo caso, los valores C<sub>p</sub> horizontales antes citados generalmente son valores mínimos, ya que, por tratarse de partes flexibles, la respuesta dinámica del sistema puede modificar substancialmente estos valores.

### **TABLA 7.3 VALORES DE C<sub>p</sub>.**

#### **PANELES DE VIDRIO**

El tipo de vidrio usado debe estar debidamente certificado por el fabricante en cuanto a sus características resistentes y de deformación bajo las cargas sísmicas.

En las zonas sísmicas con un valor de aceleración  $A_0 \geq 0.20$ , para fachadas exteriores, el vidrio debe ser de seguridad, bien sea completamente templado, armado o laminado con película plástica intermedia. En tales casos no se permiten los vidrios de alta resistencia por tratamiento térmico (incompleto), ni los vidrios regulares o recocidos ("annealed").

Los paneles de vidrio deben diseñarse para las cargas establecidas en la Tabla 7.3, aplicadas tanto en su plano como en el plano perpendicular a él. Deben resistir dichas cargas dentro del rango elástico con un factor de seguridad de 4 como mínimo. Se verificará especialmente la resistencia de las esquinas de los paneles.

Los paneles de vidrio deben soportarse, en general, en todo su perímetro. De no ser así, en las zonas sísmicas con  $A_0 \geq 0.20$  deberán efectuarse estudios sobre su comportamiento dinámico.

Bajo las cargas contenidas en el plano del panel debe existir una holgura alrededor del vidrio y el marco no menor que la deformación del panel más la distorsión del marco, supuesto unido a la estructura y afectado por los desplazamientos totales inelásticos del entrepiso y las deformaciones por flexión de las vigas.

Bajo las cargas perpendiculares al panel de vidrio, la flecha en el centro del mismo no deberá superar a  $L/175$ , donde L es la menor dimensión central.

Estas especificaciones son adicionales a las requeridas para resistir acciones de viento, de impacto u otras previsible. En particular deben seguirse como mínimo las recomendaciones contenidas en el Apéndice A de la Norma COVENIN 2003 "Acciones del Viento sobre las Construcciones".

## **PAREDES**

Los componentes arquitectónicos denominados "paredes no enmarcadas" en la Tabla 7.3. se refieren a paredes que no cumplen una función portante y que además no se hallan enmarcadas por miembros estructurales. Las paredes en voladizo vertical son aquellas paredes no portantes, que estando o no enmarcadas, no disponen de arriostramiento perpendicular a su plano que impida su vibración como voladizos. Los voladizos horizontales, estructurales o no, se tratan en la Subsección 7.3.2.1.

Las acciones de viento para paredes exteriores no portantes o las cargas horizontales para divisiones interiores especificadas en la correspondientes Normas COVENIN, 2002 y 2003, regirán el diseño cuando sobrepasen a las fuerzas sísmicas determinadas en esta Sección.

## CAPÍTULO C-8

### REQUISITOS GENERALES, CRITERIOS DE ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD

#### C-8.1 GENERALIDADES

Debido a las varias incógnitas e incertidumbres asociadas a la magnitud y características de las acciones sísmicas, así como a los materiales y sistemas constructivos, es recomendable, como buena práctica ingenieril, suministrar el más alto grado de hiperestaticidad y continuidad posible al sistema resistente a sismos. En los sistemas altamente hiperestáticos, uno o más de sus componentes pueden fallar, manteniendo el sistema su integridad y capacidad para resistir las sollicitaciones debidas a sismos, aunque con una efectividad reducida. Así se evita, que la falla prematura de unos pocos componentes comprometa la estabilidad de la totalidad de la estructura.

#### C-8.2 DIRECCIONES DE ANÁLISIS

La dirección del movimiento del terreno varía con el tiempo y no guarda relación alguna con la correspondiente a los ejes de la estructura. El movimiento del terreno se produce en todas las direcciones simultáneamente, aunque se ha encontrado que existen tres direcciones principales del movimiento sísmico que se mantienen casi constantes durante la fase fuerte del mismo; una de las direcciones es casi vertical y las otras son casi horizontales, una de ellas apuntando hacia el epicentro del sismo, y otra ortogonal (Penzien & Watabe, 1975). Las direcciones principales son tales que sus aceleraciones según ellas no tienen correlación (son estadísticamente independientes). Una dirección principal horizontal es más intensa que la otra, pero esta predominancia no permite suponer que actúa el sismo en una única dirección horizontal, como en forma simplificada se ha tomado tradicionalmente, pues los movimientos horizontales ortogonales producen típicamente efectos que guardan una relación, aproximada de 60% a 85% entre el menor y el mayor.

La respuesta de la estructura está afectada por las tres componentes sísmicas la cual puede descomponerse según sus direcciones principales y depende, tanto de sus propiedades dinámicas, como de las características de la excitación. La respuesta a la componente vertical del sismo puede tratarse en forma independiente de las respuestas a las componentes horizontales, aun cuando afecta a distintos modos de vibración, normalmente de periodos pequeños y para los que debe suponerse una conducta elástica ( $R=1$ ). El valor de esta respuesta es aproximadamente proporcional a los efectos gravitacionales y eso permite un tratamiento sencillo (véase C-8.6). Más, las respuestas a las componentes sísmicas horizontales son de una clase distinta y se consideran siempre aparte; interesa el problema de la interacción o combinación entre aquellas. Los planos verticales sismorresistentes de las estructuras son sensibles a la conjunción de las respuestas

horizontales ortogonales de la edificación. Algunos elementos puede ser particularmente vulnerables como las columnas de esquina, en las que se producen simultáneamente fuerzas axiales y momentos en las dos direcciones; en otras columnas no se producen tan grandes fuerzas axiales conjuntas pero sí momentos conjuntos. Más, en menor medida, todos los elementos sismorresistentes (incluyendo muros y vigas) son afectados por la bidireccionalidad del sismo horizontal, pues la respuesta torsional que genera la acción en una componente sísmica produce solicitaciones en los planos ortogonales, a través de la rotación de las plantas. La conciencia un tanto reciente de que los elementos estructurales son afectados por las tres componentes sísmicas traslacionales ha llevado a que Normas sismorresistentes modernas impongan la obligatoriedad de combinar apropiadamente sus efectos (Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 1987; ICBO, 1997; FEMA, 1997a; Eurocódigo 8, 1998; ICC, 2000).

En este Artículo se establece que la cuantificación de esta respuesta debe hacerse a partir de los efectos evaluados separadamente según dos direcciones ortogonales; éstos incluyen tanto los efectos traslacionales como los rotacionales, según se requiere en el Artículo 8.4. Después es necesario combinar los efectos de ambas direcciones mediante uno de los métodos indicados en el Art. 8.6; véase C-8.6. Aunque esos métodos de combinación son válidos teóricamente para cualquier par de direcciones ortogonales de referencia para los que se tengan respuestas definidas, en la práctica es normal que las dos direcciones principales de la estructura tengan propiedades diferentes, como distintos periodos o incluso diferentes factores de reducción (R); por este motivo debe preferirse el análisis en las dos direcciones principales del edificio. Sin embargo, si se efectúa un análisis dinámico espacial y se utiliza el mismo R para todas las direcciones de la estructura, es posible tomar cualquier par de direcciones ortogonales para el análisis, como puede ser necesario en el caso de las estructuras con la irregularidad del aparte 6.5.2.b.3; véase C-6.5.

Dado que la dirección de las fuerzas sísmicas puede ser cualquiera, en las estructuras de planta circular, hexagonal o similar, el diseño debe ser igualmente resistente en todas las direcciones.

## **C-8.3 REQUISITOS DE ANÁLISIS**

### **C-8.3.1 HIPÓTESIS PARA EL ANÁLISIS**

La hipótesis del comportamiento elástico lineal es una simplificación e idealización necesaria para efectuar el análisis. Aunque se reconoce que la respuesta estructural excederá su límite elástico ante los movimientos sísmicos normativos, se acepta que los efectos inelásticos pueden evaluarse aproximadamente mediante métodos de análisis lineal (ver C-9.1) para los métodos comprendidos en los Artículos 9.3 a 9.7.

En algunas normas se exige que el análisis sea hecho con rigideces que tomen en cuenta estados de fisuración. Las limitaciones contenidas en esta Norma suponen que las rigideces de los miembros de concreto armado han sido calculadas con secciones no

fisuradas. Si se tomaran las secciones fisuradas, los periodos de vibración aumentarían, con la tendencia de las fuerzas a disminuir y de los desplazamientos a aumentar. Es posible que bajo esta nueva situación los controles establecidos en esta Norma deban reevaluarse, incluyendo los factores de reducción. Se exceptúa el modelado de los miembros para análisis inelásticos (Art. 9.8 y 9.9), en que debe definirse el comportamiento no-lineal, siendo la fisuración el primer paso.

### **C-8.3.2 COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES**

Esta Sección debe entenderse como un llamado de atención sobre el uso de modelos matemáticos y métodos de análisis, que satisfagan la necesaria compatibilidad de deformaciones entre los elementos estructurales del sistema resistente a sismos. En algunos casos, la compatibilidad de deformaciones deberá realizarse con las deformaciones totales, incluidas las del dominio inelástico.

Para una precisa incorporación de la compatibilidad de deformaciones en el rango elástico es necesario por un lado, modelar todos los miembros que contribuyan a la rigidez o flexibilidad de la estructura, y por otro, incorporar el tipo de deformaciones significativos. Por ejemplo, deben incorporarse en el modelo las cartelas en pórticos de concreto armado; igualmente, debe hacerse así en pórticos de acero si se adoptan algunas de las medidas novedosas recomendadas para la resistencia o ductilidad, como los diseños en "hueso de perro", el acartelamiento de las juntas, etc. (Gutiérrez, 1997, 2000).

La antigua práctica de analizar los pórticos Tipo I incluyendo solo deformadas por flexión debería ser desechada o limitada a casos particulares; las deformaciones axiales de las columnas pueden llegar a ser muy influyentes en edificios altos. En sistemas Tipo III la flexibilidad de los mismos depende tanto de las deformaciones axiales de las diagonales como las de las columnas. En los sistemas de muros deben tomarse en cuenta las deformaciones por corte, tanto en los muros como en los dinteles. También hay que considerar las alas perpendiculares a las almas en un ancho contribuyente para estimar confiablemente las inercias, y debe verificarse la compatibilidad de deformaciones en sistemas con muros ortogonales intersectados; véase (Lamar, 1978; Arias, 1984) para la manera precisa de incorporarla. En núcleos de muros puede llegar a ser importante la rigidez torsional de los mismos, con la obvia consecuencia de que tienden a resistir momentos torsores que conviene verificar.

Los eslabones de los pórticos de acero arriostrados excéntricamente están sometidos a elevadas fuerzas cortantes, por lo que se impone incorporar las deformaciones por corte. Frecuentemente, en el análisis se emplean dimensiones entre los ejes de los elementos; también se usa la luz libre tomando en cuenta las deformaciones en las juntas. Sin embargo, se hace notar que la hipótesis de juntas infinitamente rígidas puede conducir a errores considerables en la rigidez del sistema. Es preferible utilizar una fracción razonable del brazo rígido. En casos donde las dimensiones de los elementos sean grandes respecto a las luces entre ellos, puede ser importante la incorporación de la rigidez parcial de las juntas (p. ej: en muros con dinteles, en edificios tipo "tubo", etc.). Pero recordemos al

respecto que en esos casos las deformaciones por fuerza cortante de los elementos es muy significativa y debe añadirse.

Por otro lado, existen situaciones en pórticos de acero en las que se recomienda revisar los desplazamientos de la edificación incorporando las deformaciones de la zona del panel viga-columna.

Cuando se trate de estructuras constituidas por pórticos dúctiles acoplados a muros estructurales de concreto armado o pórticos diagonalizados (estructuras Tipo II ó III), en el ATC (1978), se dan opciones de análisis simplificado.

### **C-8.3.3 RIGIDÉZ DE LOS DIAFRAGMAS**

Los procedimientos de análisis de los Art. 9.3 a 9.6, así como la verificación de los desplazamientos asociada, presuponen que los pisos poseen una rigidez tal que pueden modelarse como diafragmas infinitamente rígidos en su plano. Este es el caso de edificaciones cuyos pisos y cubiertas estén constituidos por losas o placas, macizas o nervadas, siempre que incluyan un espesor uniforme de 4 cm o más, o por otros elementos de rigidez horizontal equivalente. En consecuencia, el cortante deberá distribuirse entre sus elementos resistentes en proporción a las rigideces de éstos, considerando además los efectos torsionales.

En general, se admite que las losas o placas de concreto armado tienen la rigidez apropiada para actuar en las condiciones que se han estipulado en el articulado respectivo, y que solamente en casos excepcionales se requerirán cálculos específicos. En todo caso, estarán limitadas por los requisitos de desplazabilidad general establecidos en las normas de diseño.

Si los pisos no poseen la rigidez necesaria para lograr la distribución de fuerzas cortantes, se deberá considerar su flexibilidad en el análisis para lo cual se puede aplicar el método del Artículo 9.7.

Independientemente de las irregularidades señaladas en la Sección 6.5.2 para los diafragmas, se recomienda considerar el diafragma flexible a efectos de utilizar el método del Art. 9.7, cuando las derivas o cortantes calculados estáticamente con la flexibilidad del diafragma exceda el treinta por ciento (30%) de los calculados con diafragma rígido.

### **C-8.3.4 EFECTOS DE LA TABIQUERÍA**

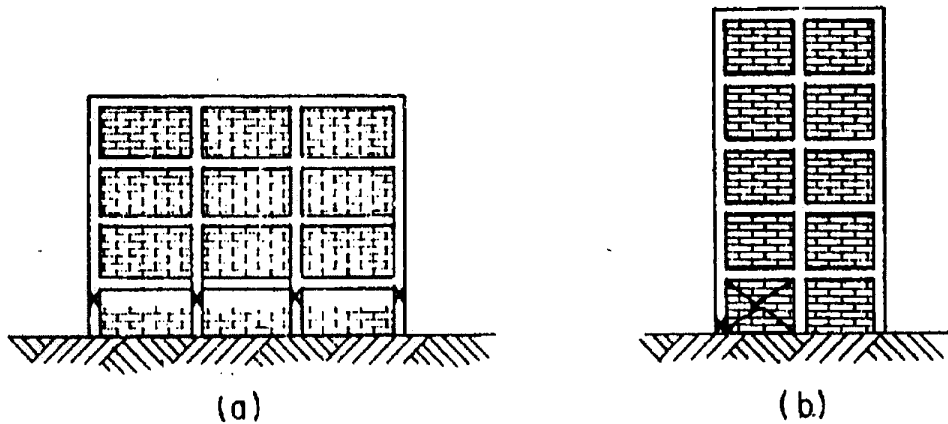
La experiencia ha demostrado que la presencia de tabiques puede tener efectos desfavorables en la edificación respecto a la conducta esperada a partir del análisis

de modelos que ignoren su presencia (COMISIÓN PRESIDENCIAL, 1978). En particular, puede ocasionar la falla prematura por corte de algún elemento del sistema resistente a sismos, (Figuras C-8.1a y C-8.1b). También puede conducir a una demanda de ductilidad excesiva, concentrada en algunos miembros del sistema resistente a sismos, (Figuras C-8.2a y C-8.2b).

Adicionalmente, su disposición irregular en planta puede generar asimetrías y, en consecuencia, inducir efectos torsionales importantes no previstos en el análisis (Figura C-8.3).

La falta de continuidad y amarre de la tabiquería a la estructura, ha dado origen en diversos terremotos al desprendimiento de trozos de la misma con consecuencias fatales y pérdidas económicas importantes.

La identificación de alguna de las situaciones antes aludidas exigiría un análisis adecuado, que tome en consideración la configuración inicial de la estructura, con todos los tabiques, e incorpore en la respuesta su eventual deterioro. Dado que esta solución no es práctica y que el problema no debe ser ignorado, se presentan aquí algunos criterios de verificación encaminados a lograr que la estructura alcance el comportamiento previsto, así como evitar la formación prematura de mecanismos o fallas locales que amenacen su estabilidad.



**FIG. C-8.1 FALLAS PREMATURAS POR CORTE DE ELEMENTOS PORTANTES DEBIDO A EFECTOS DE LA INTERACCIÓN CON LA TABIQUERÍA**

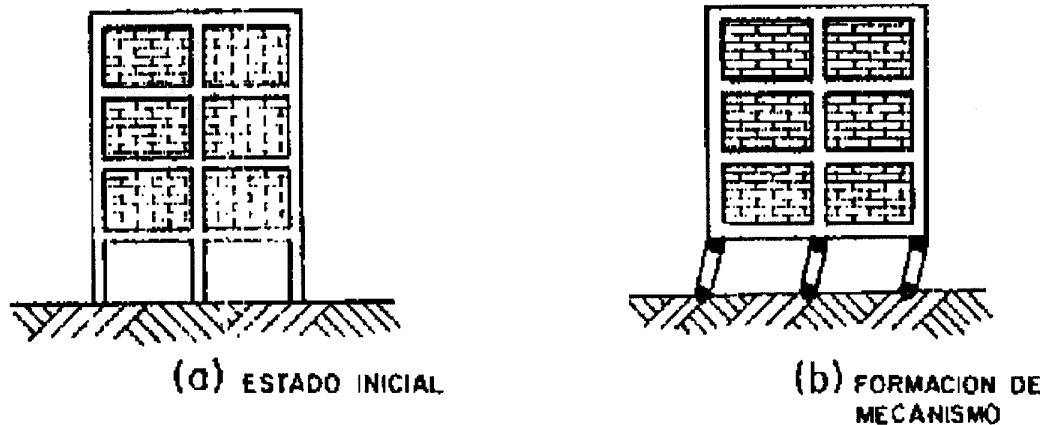


FIG. C-8.2 FORMACIÓN DE MECANISMO POR EFECTO DE INTERACCIÓN CON LA MAMPOSTERÍA

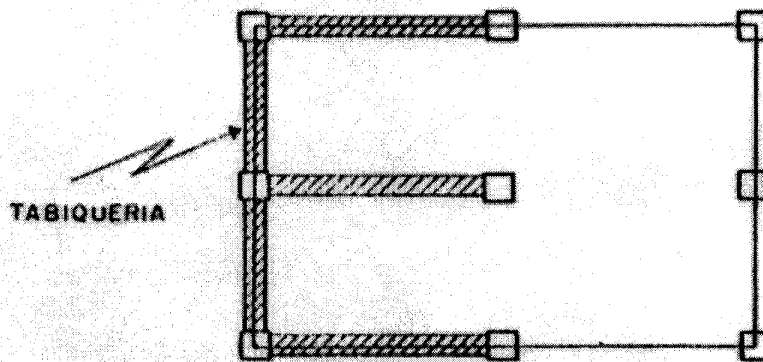


FIG. C-8.3 EFECTOS DESFAVORABLES DE LA TABIQUERÍA

Una alternativa es evitar el problema separando en forma adecuada la tabiquería de la estructura, con lo cual se garantiza que el sistema estructural se comporte tal y como lo predice un modelo analítico que ignore la presencia de la tabiquería.

Si la tabiquería va a quedar ligada a la estructura, y en el análisis y diseño esto se ha ignorado, es necesario efectuar las verificaciones que procedan para garantizar que el estado final supuesto pueda ser alcanzado. Este estado final, asociado a la ductilidad, debe evitar la concentración de demandas excesivas de ductilidad en algunos miembros tal como se establece en la filosofía del diseño sísmico de esta Norma y en las vigentes en otros países. En las normas para el diseño de estructuras COVENIN-MINDUR se trata de garantizar que los elementos y sus conexiones puedan aceptar las demandas de ductilidad previstas sin pérdidas significativas de su capacidad resistente.

Ciertas distribuciones de tabiquería, como por ejemplo, la esquematizada en la Fig.C-8.2a, pueden dar lugar a excesivas demandas de ductilidad en pocos miembros debido a una distribución no uniforme de resistencias en los distintos niveles. La contribución resistente de la tabiquería puede evaluarse aproximadamente siguiendo métodos simplificados (Priestley, 1980; Klingner and Bertero, 1977; FEMA, 1997b). En lo posible debe lograrse que las relaciones de la capacidad resistente a fuerzas laterales de cada nivel, incluida la tabiquería, dividida entre el correspondiente cortante máximo obtenido del análisis, sean aproximadamente iguales en los diversos niveles. En algunas normas se exige que los cocientes antes señalados, tomando en cuenta los elementos que pueden contribuir a la resistencia de uno cualquiera de los niveles, no difieran en más de un cierto porcentaje del promedio, el cual se recomienda no sea superior a valores del orden del treinta por ciento (30%). En aquellos niveles donde ese porcentaje sea excedido, aparte de separar los tabiques cabe la alternativa de hacer el nivel más resistente o penalizar el diseño de toda la edificación mediante la disminución del factor de reducción R.

Otra verificación necesaria consiste en evitar la falla prematura por corte de alguno de los elementos resistentes adyacentes a los tabiques, debido a la interacción que existe entre el sistema resistente a sismos y los tabiques. En particular, esto implica verificar que las columnas sean capaces de transmitir una fuerza cortante igual a la máxima que pueda transmitirle el tabique.

Cuando la presencia de tabiques imponga cambios en la luz libre de las columnas, como por ejemplo en el caso ilustrado en la Fig. C-8.4, y no sea posible separar los tabiques, se recomienda verificar que la columna en toda su extensión esté en capacidad de resistir las fuerzas cortantes que puedan incidir en la misma y que disponga del confinamiento (según el Nivel de Diseño ND3) en la zona luz libre, pero preferiblemente en toda su altura. La fuerza cortante se calcula a partir de los momentos cedentes conjuntos (y de signo contrario) en los extremos de la altura no confinada de la columna (por ejemplo, las secciones a-a y b-b en la Fig. C-8.4).

En aquellos casos en los cuales la distribución de la tabiquería es marcadamente asimétrica y conduce a una variación substancial del centro de rigidez (véase Fig. C-8.3), generándose así efectos torsionales adicionales, puede ser necesario efectuar el análisis de la estructura con y sin tabiquería, para predecir las solicitaciones más desfavorables en los miembros. El modelo de la tabiquería para el correspondiente análisis elástico puede hacerse de acuerdo a las recomendaciones de Priestley (1980).

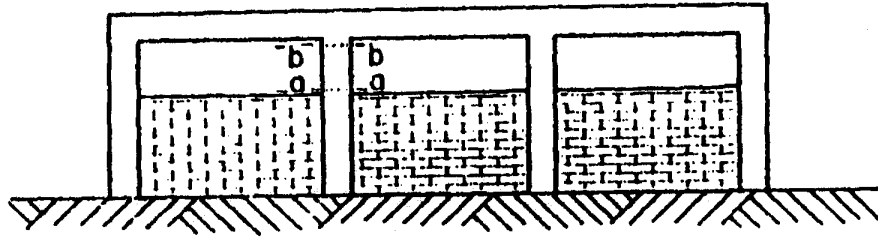


FIG. C-8.4 FORMACIÓN DE COLUMNAS CORTAS POR INTERACCIÓN CON LA MAMPOSTERÍA

Por último, en algunas normas se establece el amarre y ligazón de la tabiquería a la estructura principal, para evitar el desprendimiento de trozos durante la ocurrencia de sismos intensos, lo cual es muy recomendable efectuar en edificaciones esenciales (Grupo A).

## C-8.4 SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS TRASLACIONALES Y TORSIONALES

Este tema se trata en los Comentarios C-9.3 a C-9.7.

## C-8.5 EFECTOS P-Δ

En cada dirección del análisis debe obtenerse la deriva elástica  $\delta_{ei} = (\Delta_{e,i} - \Delta_{e,i-1})$  en el centro de masa de cada nivel. Una vez calculado el coeficiente de estabilidad  $\theta_i$  por medio de la ecuación (8.1) y el valor de  $\theta_{m\acute{a}x}$  por medio de la fórmula (8.2), debe comprobarse que  $\theta_i \leq \theta_{m\acute{a}x}$ . Si en algún nivel ocurriera que  $\theta_i > \theta_{i,m\acute{a}x}$  la estructura deberá redimensionarse, pues es potencialmente inestable.

La expresión para  $\theta_{m\acute{a}x}$  normalmente recomendada tiene la forma: (FEMA, 1997a):

$$\theta_{m\acute{a}x} = \frac{0.5}{\gamma D} \quad (C-8.1)$$

donde D es la ductilidad. El término 0.625 en la fórmula (8.2) toma en cuenta que la relación típica entre ductilidad y factor de reducción R, se ha tomado como 0.8 en esta Norma (Art. 10.1). Esta fórmula puede considerarse conservadora pues en ella se ha supuesto que la capacidad de cortante en cada nivel ( $V_{i, RESIST}$ ), es igual al cortante máximo actuante ( $V_i$ ). El cociente  $\gamma_i = (V_i / V_{i, RESIST})$  permite modificar la fórmula (8.2), para cada nivel, en la forma:

$$\theta_{i,m\acute{a}x} = \frac{0.625}{\gamma_i R} \leq 0.25 \quad (C-8.2)$$

En (Castilla y L3pez, 1981) se presenta un estudio de la estabilidad de las estructuras ante efectos P-Δ, incluyendo rigidez posterior a la cedencia, y se presenta un criterio para el valor m3ximo aceptable de θ. Aplic3ndolo puede comprobarse que si se tiene una rigidez residual de al menos 15% de la rigidez inicial, una estructura que cumpla (8.2) podr3 desarrollar su ductilidad permaneciendo estable.

Si en alg3n nivel se verifica que  $0.08 < \theta_i \leq \theta_{m\acute{a}x}$  las solicitaciones y desplazamientos deben amplificarse en todos los niveles mediante un procedimiento racional que tome en cuenta los efectos de las cargas gravitatorias actuando sobre la posici3n desplazada de la estructura hasta el equilibrio (efecto P-Δ).

Se admite como procedimiento sencillo al respecto (FEMA, 1997a), el de mayorar las derivas de cada entrepiso (i) y las fuerzas cortantes del mismo (no el desplazamiento total o la fuerza lateral) por el factor:

$$\frac{1}{1 - \theta_i}; \quad (C-8.3)$$

Otra posibilidad es la de incorporar autom3ticamente los efectos P-Δ en el an3lisis. Se deber3 entonces verificar la f3rmula (8.2) para las derivas iniciales (antes de magnificarlas por efectos P-Δ).

## C-8.6 COMBINACI3N DE EFECTOS

Cuando se considere la simultaneidad de las componentes horizontales del sismo, los efectos de cada una pueden calcularse por separado para cada direcci3n. Se usar3 el mismo espectro de respuesta para ambas excepto por la posible variaci3n de R en cada direcci3n.

Para el c3lculo de las solicitaciones en los diferentes miembros de la estructura, deber3 considerarse la simultaneidad de las componentes ortogonales con la reducci3n apropiada por la no probable simultaneidad de los m3ximos respectivos. Los criterios de combinaci3n dados en este Art3culo, que toman en cuenta este fen3meno, se basan en la hip3tesis de que los movimientos s3smicos se pueden idealizar como procesos estoc3sticos gaussianos (Newmark & Rosenblueth, 1971). Esto permite trabajar con las varianzas como 3ndices de las respuestas de una probabilidad de excedencia determinada. El objeto es obtener respuestas combinadas que mantengan la probabilidad establecida en las respuestas sin combinar. Una diferencia entre los diferentes criterios estriba en las hip3tesis acerca de la direccionalidad de las componentes s3smicas, que los dos primeros asumen en forma conservadora:

- a) El criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC) es la consecuencia directa de la hipótesis antedicha, y de omitir el análisis de las posibles direcciones principales del sismo. Entonces, conservadoramente supone que en las direcciones principales de la estructura obran las componentes principales del sismo. Dada esa situación, se ve obligado a suponer que ambas componentes tienen la misma intensidad, para no incurrir en subestimaciones de la respuesta.
- b) El segundo criterio, llamado del 30%, es una linealización aproximada del primero. La indicación de tomar el valor absoluto está asociada a la estimación del valor de una determinada respuesta. Cuando se combine con otras (como las de gravedad) es que interesa considerar la posibilidad de inversión del signo.
- c) El criterio CQC3 es una relativamente reciente extensión del criterio de la combinación cuadrática completa (CQC), para ser aplicado a la combinación de sismos multicomponentes, pudiendo incluir una componente vertical fija (Menun and Der Kiureghian, 1998). Considera todas las posibles direcciones de las componentes sísmicas horizontales junto con la relación de intensidades entre ellas. Los términos a incorporar se establecen a partir de los resultados típicos del análisis modal. Las direcciones sísmicas críticas para cada respuesta y el valor máximo de la misma se pueden obtener en forma explícita, obviando el tedioso análisis de la variación de direcciones (López et. al., 2000). También es posible considerar espectros generales en cada dirección (López and Torres, 1997). La ventaja de este método yace en la posibilidad de utilizar la diferencia de intensidades entre ambas componentes sísmicas horizontales (con un cociente hasta de 70%). Se obtienen así ahorros respecto al criterio RCSC, que es siempre algo conservador; mientras que el criterio del 30% puede ser conservador o liberal. En (López et. al., 2001) se evalúan los distintos criterios.

Al efectuar las combinaciones de respuestas, en cada componente sísmica debe incorporarse previamente el efecto torsional más desfavorable, como resultado de la aplicación de los Métodos de los Art. 9.5, 9.6 o 9.7. La suposición de que así se hará está intrínsecamente ligada a los valores de excentricidad accidental estipulados; (véase C-9.5).

Cuando una respuesta sísmica se combine con la respectiva respuesta a carga vertical deben asignarse los dos signos posibles a la primera, por la obvia inversión de la excitación sísmica. Ahora bien, cuando el diseño de un miembro está gobernado por varias sollicitaciones (p. ej.: una columna a carga axial y dos momentos flectores) puede ser muy conservador asumir todas las combinaciones posibles de signos de las sollicitaciones involucradas. Interesaría conocer la relación más probable de signos entre las distintas sollicitaciones sísmicas, para optimizar el diseño. El proyectista debe considerar razonablemente todas las combinaciones dudosas, en función del significado de las sollicitaciones a combinar y de la interacción entre ellas. Por ejemplo, en columnas es importante revisar las situaciones de máxima compresión, máxima tracción y máximos momentos. Particularmente, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que se haya perdido

o no el signo relativo de diferentes solicitaciones entre sí, como consecuencia de los métodos de combinación empleados.

La componente vertical del sismo actúa fundamentalmente sobre modos de vibración de gran componente vertical, muy poco acoplados con los "horizontales". La frecuencia de estos modos es grande (pueden estar en la zona  $T_0 \leq T \leq T^*$ ) y su respuesta no admite casi ductilidad ( $R = 1$ ). Su efecto neto es aproximadamente proporcional a las solicitaciones por carga permanente, con dos sentidos posibles. Tomando el espectro vertical igual a  $2/3$  el horizontal, tenemos que el efecto neto del sismo vertical es aprox.  $S_z = \pm 2/3 \alpha \phi \beta A_0$  CP. Ahora bien, al combinar sus efectos con otras solicitaciones debe notarse que los máximos respectivos no son probablemente simultáneos. Por tanto, esta Norma a semejanza de (FEMA, 1997a) e (ICC, 2000) estipula la adición de  $\pm 0.2 \alpha \phi \beta A_0$  CP a los efectos del sismo horizontal (ya combinadas las 2 componentes horizontales). Nótese que esta expresión equivale a obtener el efecto sísmico total  $S$  como aplicación de la regla del 30% :  $S = S_H \pm 0.3 S_z$ . En la práctica el efecto del sismo vertical puede asociarse a los factores de carga de las combinaciones de diseño. Por ejemplo, al diseñar en acero estructural (COVENIN 1618) en las combinaciones con  $\pm S$ , este término se convierte en  $\pm S_H$  y los factores 1.2 y 0.9 en  $(1.2 + 0.2 \alpha \phi \beta A_0)$  y  $(0.9 - 0.2 \alpha \phi \beta A_0)$ . (Recuérdese que los factores 1.2 y 0.9 están asociados al ajuste de la confiabilidad estructural en función de la variabilidad estadística de la carga permanente, y no incorporan efectos sísmicos en su determinación).

### **C-8.7 DISPOSITIVOS PARA REDUCIR LA RESPUESTA SÍSMICA**

La experiencia recabada hasta la fecha sobre el desempeño de edificaciones construidas sobre sistemas de aislamiento sísmico durante sismos intensos, es muy promisoria. Hasta tanto se promulguen normas nacionales, los sistemas propuestos pueden evaluarse con la metodología establecida por (ICBO, 1997) ó (FEMA, 1997a)-

La definición de las acciones sísmicas cuando se usan sistemas de aislamiento amerita estudios especiales. Particularmente, es necesario definir un sismo de menor probabilidad a los usuales (un terremoto "máximo" posible, o semejante) para las verificaciones de estabilidad y previsiones contra el colapso.

### **C- 8.8 EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA**

La incorporación de los efectos de la interacción Suelo–Estructura, especialmente en estructuras muy altas o sobre suelos muy blandos, pueden hacer decrecer los valores del corte basal y las fuerzas laterales, incrementando los desplazamientos y los efectos P- $\Delta$ .

Las propiedades requeridas para caracterizar las propiedades del suelo deben ser obtenidas experimentalmente o estimadas usando principios de la Mecánica de los Suelos, tomando en consideración las deformaciones del suelo asociados con el movimiento sísmico de diseño para los perfiles geotécnicos de la Tabla 5.1.

Se ha demostrado que para valores de la rigidez relativa del sistema Suelo-Estructura menores que 0.10 los efectos de interacción no son importantes desde el punto de vista práctico y por lo tanto son válidos los modelos que desprecian la deformabilidad del medio de fundación. El parámetro rigidez relativa del sistema,  $\rho$ , que representa el grado de flexibilización que adquiere el sistema cuando se incorpora la posibilidad de deformación del medio de fundación, se define como (Safina 1999):

$$\rho = h_n / (V_s T) \quad (C-8.4)$$

donde:

$h_n$  = Altura total de la edificación, definida en la Sección 9.3.2

$T$  = Período fundamental de la estructura fundada sobre base rígida; Véase la Sección 9.3.2

$V_s$  = Velocidad de propagación de las ondas de corte en el suelo

El análisis de los efectos de la interacción suelo - estructura podrán evaluarse con la metodología establecida por (FEMA, 1997a). En ningún caso el valor del cortante basal total en cada dirección será menor que el valor mínimo de control establecido por el método de análisis utilizado.

Cuando se utilicen métodos dinámicos o en el caso particular y más complejo de la interacción con suelo - pilotes, el modelo matemático del sistema deberá incorporar consideraciones de no linealidad, amortiguamiento y de excitación sísmica.

## **CAPÍTULO C-9**

### **MÉTODOS DE ANÁLISIS**

#### **C-9.1 CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS**

En este Artículo se describen brevemente las opciones de análisis que ofrece la presente Norma, ordenadas de menor a mayor grado de refinamiento.

Los procedimientos dados en los Artículos 9.3 a 9.7 están basados en la aproximación según la cual los efectos inelásticos pueden ser adecuadamente incorporados llevando a cabo un análisis lineal del sistema resistente a sismos con espectros de respuesta elástica reducidos por los factores R.

La aplicabilidad de este procedimiento está condicionada a una distribución regular de sus resistencias. En efecto, una distribución irregular puede conducir a una concentración en la demanda de ductilidad en pocos pisos y en consecuencia los métodos citados tienden a dar resultados que no están del lado de la seguridad. Por este motivo en el Capítulo 6 se especifican disminuciones del valor normal de R para ciertos casos de irregularidad, véase Sec. 6.4.1.

Los métodos de análisis elásticos dados en este Capítulo, pueden sustituirse por otros debidamente justificados, o por análisis con historias en el tiempo de la respuesta inelástica de edificios. Este último se da como Artículo 9.8 y requiere del conocimiento explícito de diagramas de restitución, no elásticos.

Los procedimientos de análisis estipulados para la evaluación de los efectos sísmicos asociados a la respuesta traslacional del edificio, en los casos permitidos por el Art. 9.2, son: el método estático equivalente del Artículo 9.3 y el método de superposición modal con un grado de libertad por nivel del Artículo 9.4. La aplicación de cualquiera de ellos conduce a la determinación de fuerzas laterales, aplicadas en cada nivel, consistentes con los máximos cortantes probables que origina la acción sísmica. Éstas se utilizarán junto con los momentos torsores, provenientes del análisis de los efectos torsionales estáticos equivalentes del Artículo 9.5, para el diseño de los diversos elementos que constituyen la estructura. El método estático difiere básicamente del método de superposición modal, en que suministra valores de los cortantes por piso sin necesidad de recurrir a una evaluación detallada de las propiedades dinámicas de la edificación.

En lugar de los dos métodos citados en el párrafo anterior, el método de superposición modal con tres grados de libertad por nivel (Artículo 9.6) permite considerar simultáneamente los efectos traslacionales y torsionales intrínsecos, en el caso de que se disponga de diafragmas rígidos en su plano; el mismo método establece la adición de momentos torsores estáticos para incluir efectos accidentales. Y en el caso de que los

diafragmas sean flexibles en su plano, se presenta el método del Artículo 9.7 que también incluye efectos traslacionales y torsionales combinados.

Para el caso de sistemas estructurales no tipificados o en general para la evaluación de edificaciones, en el Artículo 9.8 se establecen los criterios a seguir para el método de análisis dinámico con acelerogramas y en el Artículo 9.9 se dan lineamientos para análisis estáticos inelásticos como auxiliar de la aplicación de otros métodos. De acuerdo con el Artículo 8.8, su aplicación se limita a estructuras regulares

Existen algunos métodos no cubiertos por la presente Norma, como es el de Interacción Suelo-Estructura. Para ello aplicación se recomienda la metodología de (FEMA, 1997a), que sigue básicamente el procedimiento de (Veletsos and Nair, 1977), o una equivalente. En todo caso, al incorporar esa interacción es fundamental que se considere que el tipo de respuesta del suelo es diferente al de la estructura, con respecto a la ductilidad, el amortiguamiento, etc. Por ejemplo, no se estima aceptable un modelo del Sistema Suelo-Estructura en el cual se dispongan resortes equivalentes modelando el suelo, pero se suponga que el conjunto tiene un mismo R y un mismo amortiguamiento, etc. En (Clough and Penzien, 1975) se expone una metodología adecuada al respecto.

Esta norma no autoriza la reducción de fuerzas sísmicas por efectos de la interacción suelo-estructura, en edificaciones clasificadas como irregulares.

## **C-9.2 SELECCIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS**

La selección de los métodos de análisis depende de la regularidad de la edificación y de su altura. En la Tabla 9.1 se ofrecen opciones para el análisis de estructuras regulares: el método estático equivalente (Artículo 9.3) para edificaciones regulares hasta 10 pisos y alturas no mayores que 30 metros, y el método de superposición modal con un grado de libertad por nivel (Artículo 9.4) para edificaciones regulares de mayor altura o número de niveles. Se ha juzgado conveniente modificar la antigua disposición de utilizar el método estático hasta 20 pisos ó 60 metros de altura, dada la influencia que pueden tener los modos superiores en las edificaciones de más de 10 pisos, y que actualmente los modernos desarrollos computacionales facilitan la ejecución de análisis dinámicos.

Para las edificaciones calificadas como irregulares en la Sección 6.5.2, los métodos de análisis se dan en la Tabla 9.2, distinguiéndose las que presentan irregularidades verticales, de aquellas que tienen irregularidades en planta. El requisito de un método de análisis mínimo es adicional a las exigencias de la extensión del nivel de diseño ND3 (Tabla 6.3) y de la minoración de R (Sección. 6.4.1).

En el caso de las irregularidades verticales a.1, a.2 y a.7 la importancia de los problemas amerita la detección de algún punto de concentración de la demanda por efectos dinámicos, lo cual efectúa mejor un análisis dinámico espacial. Las irregularidades a.4 y a.8, aunque clasificadas como verticales pueden producir efectos torsionales, cuya

evaluación requiere un análisis dinámico espacial; para el caso a.4 es posible que junto con las masas aumenten las dimensiones de las plantas con la altura y por tanto también aumente la incidencia de los momentos torsores provenientes de los pisos superiores. Por el contrario, los casos a.3, a.5 y a.6 corresponden a irregularidades cuyos efectos los puede detectar un análisis dinámico plano.

De presentarse las irregularidades en planta b.1, b.2 el método de la torsión estática equivalente deja de tener validez y se requiere un método de análisis dinámico espacial. En el caso de la irregularidad b.3, el método de análisis dinámico plano es probable que no capte la interacción entre planos resistentes (muros o pórticos) que formen cierto ángulo. Por tanto se requiere la utilización del método de análisis dinámico espacial, el cual toma en cuenta esa interacción. Obviamente, quizás más que en otras situaciones, la validez de los resultados obtenidos está ligada a la aplicación de la combinación de sismos ortogonales simultáneos especificada en el Art. 8.6. Gracias a ella, es posible analizar una estructura de "sistema no-ortogonal" (aparte 6.5.2.b.3) en dos direcciones ortogonales de referencia cualesquiera; los métodos de combinación especificados conducen a resultados válidos para todo par de direcciones de incidencia de las componentes sísmicas principales. Véase C-6.5.2.b respecto al valor de R a utilizar.

Por último, de ocurrir la existencia de diafragmas flexibles es conveniente incorporar la flexibilidad de los diafragmas en el modelo, la cual se prevé en el nuevo método del Artículo 9.7.

Se indica explícitamente en el texto de este Artículo, que los métodos dados en las Tablas 9.1 y 9.2 pueden ser sustituidos por otros de mayor refinamiento, según el orden establecido en el Artículo 9.1.

### **C-9.3 MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE**

El método estático equivalente tiene como objeto la determinación de fuerzas laterales aplicadas en cada nivel del edificio para, conjuntamente con los momentos torsores del método del Art. 9.5, determinar las solicitaciones de diseño en los diversos elementos resistentes. Estas fuerzas laterales dan origen, en general, a cortantes por nivel ligeramente mayores que los cortantes máximos probables que se obtendrían de un análisis dinámico del edificio con los espectros de respuesta especificados en el Art. 7.2. Existen algunas variantes de este método basados en principios semejantes, los cuales han sido empleados en diferentes códigos extranjeros.

La aplicación de este método está limitada a edificios que sean clasificados como regulares y a alturas no mayores de 10 pisos o de 30 metros. La condición de regularidad está implícita en los modelos matemáticos utilizados para la deducción de las fórmulas del método, aunque su rango de validez ha sido satisfactoriamente verificado en algunos casos de irregularidades típicas (López y Acuña, 1981). Dada la abundancia de casos posibles de irregularidades y la complejidad de realizar estudios paramétricos para

cada uno de ellos, se ha optado por mantener la aplicabilidad del método solo a edificios que puedan ser clasificados como regulares, aún reconociendo las dificultades en definir la frontera entre lo que es regular o irregular (véase el Artículo C-6.5).

El método estático equivalente se basa en una estimación del período fundamental (Sección 9.3.2.), es posible predecir el cortante en la base. Tanto en la estimación del cortante en la base como en la determinación de su distribución vertical, se ha incorporado el efecto de los modos superiores al fundamental. A diferencia de otros métodos estáticos (ATC, 1978 ; FEMA 1997a ; ICBO, 1997; ICC 2000) el método del Artículo 9.3 reconoce explícitamente que el efecto de los modos superiores no sólo depende de la flexibilidad de la edificación, sino también de las características del espectro sísmico especificado. En efecto, para las formas espectrales establecidas, la influencia de los modos superiores depende significativamente de la ubicación del período fundamental ( $T$ ) del edificio en el espectro considerado. Esta influencia se cuantifica apropiadamente por el cociente  $T/T^*$ , siendo  $T^*$  el período que define el inicio de la zona descendente del espectro para períodos largos. El respaldo analítico y la justificación de los requisitos de este Artículo se dan en (López, 1991).

En éste al igual que en otros Artículos, es necesario modelar adecuadamente la distribución de masas. De una manera general, un piso se idealiza como una masa concentrada en el diafragma. La tabiquería que ocupa los entrepisos debe repartirse racionalmente entre los diversos niveles. Cuando, en edificaciones de varios niveles, se tenga una masa relativamente pequeña, por ejemplo menor que 1/5 aproximadamente de la masa promedio de un piso, se pudiera asignar su valor al nivel más cercano.

### **C-9.3.1 FUERZA CORTANTE BASAL**

Las fórmulas (9.2) y (9.3) representan, respectivamente, la influencia de los aportes del modo fundamental y de los modos superiores a la fuerza cortante en la base, en una determinada dirección del análisis. Deben aplicarse en ambas direcciones por separado, porque en general se tendrán períodos fundamentales distintos en cada una de ellas, y por consiguiente diferirán los valores de  $A_d$  (función de  $T$ ) y de  $T$  en (9-3).

Para edificios de pocos pisos, la fórmula (9.2) usualmente gobierna sobre la fórmula (9.3). La fórmula (9.2) difiere de la versión de 1982, en que suministra una mejor aproximación al cortante de edificios de pocos pisos (López, 1991).

### **C-9.3.2 PERIODO FUNDAMENTAL**

En la Subsección 9.3.2.1, se incorpora el cálculo de los períodos fundamentales de vibración en cada dirección del análisis, por medio del método de Rayleigh, fórmula (9.4). Para simplificar su aplicación se ha supuesto una distribución lineal de aceleraciones del primer modo de vibración, con un corte basal seleccionado igual al peso total de la edificación.

En cada dirección del análisis, el período calculado  $T$  aumenta al incrementarse la flexibilidad de la estructura. Por tanto, si en el cálculo de  $\delta_{ei}$  se ignora la contribución de los elementos no estructurales en la rigidez de la estructura,  $\delta_{ei}$  resultará exagerado, y el período también. Esto conduce a una reducción de  $A_d$  (Artículo 7.2) y por tanto en las fuerzas de diseño. Debe tenerse presente que los elementos no estructurales participan en la respuesta general de la estructura, aún cuando esta contribución se desprecie en los modelos de cálculo tanto en resistencia como en rigidez. Ignorar este hecho puede conducir a resultados de  $T$ , del lado de la inseguridad. Esta es la razón por la cual el valor de  $T$  se acota a  $1.4 T_a$ . El coeficiente 1.4 es un valor constante intermedio para simplicidad; en (FEMA, 1997a; ICC, 2000) imponen coeficientes variables con la zona sísmica. En todo caso en la Subsección 9.3.2.2 se deja la posibilidad de utilizar  $T = T_a$ , sin necesidad de aplicar la fórmula (9.4).

Al igual que en otras normas (FEMA, 1997a; ICC, 2000),  $T_a$  es un valor del período fundamental estimado en base a relaciones empíricas. Estas se dan en la Subsección 9.3.2.2 distinguiendo, entre los sistemas aporticados (Tipo I) los de acero de los de concreto armado, y aplicando a los Tipos II, III y IV coeficientes que conducen a períodos ligeramente menores.

Un cálculo del período de vibración por el método de Rayleigh, basado en hipótesis simplificadoras, conduce a la conclusión de que el período fundamental de vibración en edificaciones que empleen sistemas estructurales a base de pórticos varía aproximadamente con  $h_n^{3/4}$ , donde  $h_n$  representa la altura total de la edificación. Por tanto, la forma de la fórmula (9.6) dada por (FEMA, 1997a) parece apropiada. Los valores de  $T_a$  para sistemas aporticados de concreto armado se han comparado con los resultados de mediciones hechas en edificios de Caracas bajo régimen de vibración ambiental, con posterioridad al terremoto de 1967 (Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, 1978) y se encuentra que, en la casi totalidad de los casos, los valores de  $T_a$  son mayores que los medidos. Debe notarse que las fórmulas (9.6) y (9.7) propuestas por (FEMA, 1997a) provienen de registros acelerográficos obtenidos en los pisos superiores de varios edificios durante el terremoto de San Fernando (Febrero, 1971) y por tanto corresponden a amplitudes de vibración mayores que las correspondientes a otras técnicas de medición.

El método de Rayleigh es particularmente útil en el caso de edificios con cambios sustanciales en su geometría ("set back"), masas y rigideces con la altura.

Las fórmulas (9.6) y (9.7) para calcular el valor estimado del período fundamental dependen de la altura  $h_n$  del edificio, la cual está referida al nivel de base y se extiende hasta el último nivel significativo. En la cuantificación de la altura  $h_n$  deben excluirse aquellos cuerpos o niveles superiores cuya masa es menor de un veinte por ciento (20%) de la masa promedio de un piso típico.

### **C-9.3.3 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS DE DISEÑO DEBIDO A LOS EFECTOS TRASLACIONALES.**

La fórmula (9.11) para la distribución vertical de la fuerza cortante, proviene de considerar que la distribución de aceleraciones del primer modo es lineal omitiendo el efecto de los modos superiores. La no linealidad del primer modo de vibración y la influencia de los modos superiores se incorporan aparte mediante una fuerza concentrada  $F_t$  en la parte superior del edificio, fórmulas (9.8), (9.9) y (9.10). Al igual que en la evaluación de la fuerza cortante en la base, el efecto de los modos superiores se incluye en  $F_t$  mediante la relación  $T / T^*$ . Los valores propuestos para  $F_t$  han sido determinados de manera tal que el cortante en la parte superior se aproxima al cortante máximo que proviene de la respuesta dinámica del edificio. Las fórmulas para  $F_t$  se han obtenido de estudios comparativos en edificios ideales de diversas alturas y comprobada con una muestra de edificaciones regulares diseñadas y construidas en Caracas (López y Acuña, 1981).

Con posterioridad a la obtención de las fuerzas cortantes en cada nivel, deberán revisarse los efectos P- $\Delta$  (Art. 8.5) y luego deben añadirse los efectos torsionales. La aplicación de la Norma supone como metodología más sencilla la de traducir las derivas incrementadas por efectos P- $\Delta$  en unas fuerzas cortantes equivalentes (véase Art. C-8.5), que luego se usan en el método de la torsión estática equivalente (Art. 9.5). El control P- $\Delta$  puede conducir a incrementos de las derivas calculadas en los centros de masas de cada nivel, pero la verificación de las derivas debe hacerse en cada plano resistente vertical (pórticos, muros, etc.) añadiendo los efectos torsionales (Art. 10.1).

El problema de la distribución de las fuerzas laterales entre los distintos planos resistentes verticales puede acometerse en forma aproximada (con rigideces laterales de entrepiso) o en forma más exacta (mediante matrices de rigidez), (Grases et. al., 1987). La primera forma debe restringirse a las edificaciones Tipo I ó a las Tipo III más "normales", suficientemente uniformes, para las que se disponga de fórmulas aproximadas confiables. En caso de estructuras tipo II, estructuras tipo "tubo" o en general cuando no exista uniformidad de comportamiento, conviene utilizar métodos matriciales. En (Arias, 1984) se expone una metodología para incorporar muros de cualquier forma y orientación.

#### **C-9.4 MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON UN GRADO DE LIBERTAD POR NIVEL**

El análisis modal es aplicable para calcular la respuesta elástica lineal de estructuras de varios grados de libertad. La respuesta de la estructura es determinada mediante la superposición de las respuestas individuales en cada uno de sus modos naturales de vibración. Cada modo está caracterizado por su propio patrón de deformaciones, es decir, su forma modal. Igualmente, cada modo tiene su propia frecuencia de vibración, la frecuencia modal, así como su propio amortiguamiento. El uso de los espectros de respuesta especificados en el Artículo 7.2, suponen simplificada que la edificación tiene el mismo coeficiente de amortiguamiento en cada uno de sus modos de vibración, igual al cinco por ciento (5%). La respuesta de la estructura puede modelarse, por tanto, en términos de la respuesta de un cierto número de osciladores de un grado de

libertad, cuyas propiedades representan los distintos modos y el grado en el cual cada modo es excitado por el movimiento sísmico.

Ensayos a escala natural y análisis de la respuesta sísmica de las estructuras de edificios, han comprobado que el método de análisis elástico modal con la acción sísmica descrita por su espectro de respuesta, constituye una buena aproximación para el análisis de la respuesta inelástica.

#### **C-9.4.1      MODELO MATEMÁTICO**

El procedimiento de análisis modal de esta Sección, es una simplificación del caso más general, ya que sólo se considera un grado de libertad por planta, es decir, traslación en una dirección del plano. El método determina las fuerzas inerciales de una edificación, tomando en consideración sus propiedades dinámicas. Una vez calculados los cortes a nivel de piso y otras variables de la respuesta para cada uno de los modos que se consideren, éstos son combinados para el diseño en la forma que se especifica en la Sección 9.4.5. Los cortantes resultantes se utilizan esencialmente en la misma forma como en el método estático equivalente del Artículo 9.3.

En C-7.3.1 se comenta el caso de masas substancialmente menores que las de los entresijos típicos de una cierta edificación y se sugiere un criterio para su modelaje. Cuando el número de niveles es muy grande, ocasionalmente las masas de dos o más niveles pueden agruparse en una sola, para así reducir el volumen de cálculo que conduce a la distribución de fuerzas cortantes. Cuando se emplee este artificio es preciso que el modelo respete las correspondientes rigideces traslacionales.

En el modelo matemático de la estructura, se deben incorporar aquellos elementos cuya contribución a la rigidez siga siendo efectiva para el nivel de deformaciones cercanas al inicio de la cedencia.

#### **C-9.4.2      MODOS**

Las formas modales y sus correspondientes período de vibración se obtienen a partir de la aplicación de cualquiera de los procedimientos conocidos para resolver el problema de autovalores y autovectores de la ecuación dinámica de una estructura. Aunque no se establece en el articulado de la Norma, conviene que la matriz de rigidez lateral de la estructura que debe usarse en la ecuación dinámica se obtenga mediante la aplicación completa de los métodos matriciales, es decir construyendo la matriz general de la estructura (incluyendo todos los grados de libertad significativos) y luego condensándola a los grados de libertad de los diafragmas en la dirección del análisis. El número mínimo de modos a ser calculado se establece en la Sección 9.4.4.

#### **C-9.4.3      ANÁLISIS**

Esta Sección se ha incorporado a la Norma para familiarizar al usuario con los conceptos básicos del Método del Artículo 9.4. Es importante que se controle la ejecución del análisis, verificando que las formas modales y los factores de participación toman valores razonables, y por tanto conviene que el ingeniero responsable esté al tanto de los conceptos involucrados en la Dinámica de las Estructuras. Algunos textos donde se exponen los principios y los métodos de aplicación son (Marín, 1968), (Clough and Penzien, 1975) y (Chopra, 1995). Un buen resumen se encuentra en (Chopra and Newmark, 1980).

#### **C-9.4.4 NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN**

La recomendación relativa al número mínimo de modos a incorporar en el análisis dinámico plano del edificio,  $N_1$ , proviene de estudios desarrollados con diversos sistemas estructurales que idealizan edificios reales regulares o irregulares, y alturas comprendidas entre 8 y 50 pisos (López y Cruz, 1996). También se constata allí la validez de estos sistemas ideales para simular la respuesta dinámica en una muestra amplia de edificios reales. Normalmente las normas (ICBO, 1997; FEMA, 1997a; ICC, 2000) estipulan que se incorpore un número mínimo de modos que englobe al menos el 90% de las masas participativas. En general, esta condición queda garantizada con el número de modos especificado; si excepcionalmente no fuera así, se recomienda aumentar el número de modos para suplirla.

El efecto de los modos superiores en la máxima respuesta dinámica depende principalmente del tipo de sistema estructural, del número de pisos y de la ubicación de los períodos naturales del edificio en el espectro sísmico considerado. La recomendación incluida en estas Normas incorpora únicamente estos dos últimos factores en la determinación del número mínimo de modos requeridos en el análisis, lo que se debe a la dificultad de catalogar los edificios según un determinado tipo estructural. En el estudio mencionado previamente, se han considerado espectros de respuesta constituidos por una zona de aceleración espectral constante seguida de otra de velocidad espectral constante. Estas formas espectrales conducen a una exigencia ligeramente mayor en el número de modos con relación a las formas espectrales definidas en el Artículo 7.2.

El error cometido al considerar un número reducido de modos en el análisis depende también de la variable que se considere, siendo mayor en las fuerzas que en los desplazamientos. En la mayoría de los casos, el máximo error se comete en la fuerza cortante del último nivel. Con el uso de los espectros ideales mencionados anteriormente, se ha encontrado que cuando en el cálculo de la respuesta dinámica se incorpore el número  $N_1$  de modos dados por las fórmulas (9.17) y (9.18), el error relativo de la fuerza cortante del último piso no excede el cinco por ciento (5%) y es menor que éste en cualquier otro parámetro de respuesta del edificio. A diferencia de otros criterios usualmente utilizados en diversas recomendaciones sismorresistentes, la aplicación del criterio propuesto conduce a

diferencias con los valores exactos aproximadamente independientes del espectro utilizado (López y Cruz, 1996).

Cuando el modelo de la edificación incluya apéndices o pisos superiores con una reducción significativa en sus áreas y masas, el valor de  $N_1$  deberá incrementarse en un número igual a dos veces el número de niveles de dicho apéndice. Por cierto, éste es un caso donde es probable que convenga aplicar la combinación cuadrática completa (véase C-9.4.5 y C-9.6.2), debido a que algún modo asociado principalmente a la vibración del apéndice tenga un periodo cercano a un modo de la edificación como conjunto.

#### C-9.4.5 COMBINACIÓN MODAL

Un aspecto central del análisis modal es el hecho de que la respuesta sísmica puede calcularse como la combinación de respuestas independientes del edificio vibrando en cada uno de los modos considerados. Cuando el edificio vibra en un modo, con su propio período, alcanza valores máximos modales de corte en la base, fuerzas por nivel, desplazamientos de piso, momentos, etc.

El máximo corte basal correspondiente al modo  $j$  se calcula con el producto de la aceleración modal  $A_{dj}$  por el peso efectivo correspondiente a ese modo. El coeficiente  $A_{dj}$  se determina para cada modo según los valores dados en el Artículo 7.2, utilizando el correspondiente período  $T_j$ . Obsérvese que  $V_{0j}$  no es más que la suma de las  $F_{kj}$  obtenidas con la ecuación (9.14) para todos los niveles  $k$ . Con el mismo concepto se calcula la fuerza

cortante en un nivel cualquiera  $p$ , correspondiente al modo  $k$ : 
$$V_{pj} = \sum_{k=p}^N F_{kj} .$$

En esta Norma, los valores espectrales tienden a la aceleración máxima del terreno  $A_0$  cuando los períodos de vibración varían desde  $T^+$  a cero. En algunas normas se ignora deliberadamente esta zona descendente del espectro, lo cual no es necesariamente conservador cuando, simultáneamente y para períodos cortos, los factores de reducción se mantienen constantes. En todo caso, en edificaciones de varios niveles, aquellos modos cuyos períodos propios sean menores de unos 0.10 seg., generalmente sólo tienen una contribución limitada en la respuesta.

En esta Sección se especifica el procedimiento de acuerdo al cual deben combinarse, en cada nivel, los valores modales de interés, sean desplazamientos o sollicitaciones. El método de combinación propuesto, según el cual los valores de diseño son iguales a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores modales, ha sido seleccionado por su simplicidad y porque suministra una aproximación razonable al máximo valor probable. La hipótesis que soporta esta combinación es que el movimiento sísmico se puede idealizar como un proceso estocástico gaussiano y que los modos de periodos separados tienden a tener sus respuestas máximas en instantes diferentes (Newmark and Rosenblueth, 1971). Debe llamarse la atención de que el método en cuestión no siempre conduce a predicciones conservadoras; el caso más común donde este tipo de

combinación no resulta conservador, ocurre cuando los períodos de los modos difieren en menos del diez por ciento (10%) entre sí (Reglamento del Distrito Federal, 1987). En este caso, las respuestas están altamente acopladas y es conveniente combinar las cantidades modales siguiendo el criterio de la combinación cuadrática completa, tal como se especifica en el Artículo 9.6.

Los valores modales que deben combinarse son aquellos que sean de interés o influyentes en el diseño o en el control de desplazamientos. Por ejemplo pueden combinarse las solicitaciones de los miembros (fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos) correspondientes a cada modo. Casi siempre resulta conservador diseñar los miembros a partir de las fuerzas cortantes de piso combinadas, motivo por el cual puede obviarse la combinación detallada de las solicitaciones de los miembros. Las fuerzas concentradas de cada nivel no interesan a las líneas resistentes (siendo las variables influyentes en ellas ~~son~~ la fuerza cortante de piso y el momento de volcamiento) aunque pueden ser importantes para la verificación de las fuerzas inerciales que deben transmitir los diafragmas. Puede comprobarse que estimar la fuerza cortante de piso combinada mediante la suma de las fuerzas laterales combinadas puede ser muy conservador. Las fuerzas cortantes de piso calculadas como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los máximos en cada modo de vibración, generalmente conducen a momentos de volcamiento mayores que los reales, por lo que en algunos casos puede ser aconsejable evaluar éstos últimos.

En ningún caso el procedimiento normativo permite obviar la combinación de las fuerzas cortantes de piso porque ellas son necesarias para: a) control de la fuerza cortante basal mínima; b) verificación de efectos P- $\Delta$  y; c) cálculo de efectos torsionales. Si se obtienen las solicitaciones en los miembros mediante combinación modal, deben incrementarse, en la medida indicada por los dos primeros efectos anotados.

#### **C-9.4.6 CONTROL DE CORTANTE BASAL Y VALORES DE DISEÑO**

En el Artículo 7.1 se estableció una cota inferior al coeficiente sísmico  $V_0/W$ . Adicionalmente, el valor  $V_0$  obtenido por este procedimiento de superposición modal, no debe ser inferior a  $V_0^*$ , calculado por el Método Estático Equivalente con un período fundamental igual a  $1.6 T_a$ .

Esta segunda limitación persigue acotar reducciones excesivas que pudiesen ocurrir si los períodos naturales calculados resultasen sensiblemente mayores que los reales. Recuérdese que los períodos de vibración reales son generalmente menores, debido al efecto rigidizante de los elementos no estructurales, aún para movimientos de amplitud moderada.

Está implícito en el Articulado de la Norma que la modificación que se efectúe en el cortante basal debe aplicarse en la misma proporción a las fuerzas cortantes de

cada nivel y a cualquier otra sollicitación de interés. Las fuerzas cortantes corregidas se utilizarán luego en la evaluación de los efectos  $P-\Delta$  y luego se añadirán los efectos torsionales. La aplicación de la Norma supone como metodología más sencilla la de traducir las derivas incrementadas por efectos  $P-\Delta$  en unas fuerzas cortantes equivalentes (véase C-8.5) que después se usan en el método de la torsión estática equivalente (Art. 9.5). La distribución final de sollicitaciones entre los distintos planos verticales resistentes sigue los mismos principios acotados al final de C-9.3.3.

## C-9.5 MÉTODO DE LA TORSIÓN ESTÁTICA EQUIVALENTE

### *Conceptualización.*

La incorporación de la torsión estática adicionalmente a las fuerzas cortantes es necesaria para tomar en cuenta: a) las amplificaciones dinámicas de las excentricidades estáticas (Newmark and Rosenblueth, 1971; Kan and Chopra, 1976); b) los llamados efectos accidentales que incluyen incertidumbres en las posiciones de los centros de masa y de rigidez (variaciones aleatorias de su posición), excitación rotacional en la base de la edificación, efectos inelásticos asimétricos y de la tabiquería, etc. (Newmark and Rosenblueth, 1971; De La Llera and Chopra, 1994).

La amplificación dinámica de la excentricidad estática está ligada al acoplamiento de los distintos modos de vibración lateral-torsional. Ellos deben combinarse entre sí mediante el criterio de la combinación cuadrática completa (véase C-9.6.2), sobre todo para excentricidades pequeñas, debido a la cercanía que se produce entre sus periodos.

La variación de las posiciones de los centros de masa y de rigidez dependen de varios factores. En (De La Llera and Chopra, 1994) se presentan estadísticas de variación de las excentricidades. Para esta Norma se tomó como variación nominal básica para efectos de diseño un 3% del ancho de la planta; que es un valor intermedio (aproximadamente asociado a un 50% de excedencia para situaciones promedio). Este valor se amplifica luego por efectos dinámicos.

La excitación rotacional del terreno está asociada principalmente a variaciones de los tiempos de llegada de los impulsos de las ondas sísmicas, a lo largo de la base de las edificaciones (Newmark and Rosenblueth, 1971). Cuanto más grande es la base, mayor es la excitación rotacional que se genera. A partir del análisis matemático del fenómeno se pueden construir espectros rotacionales, que han justificado valores tradicionales de la excentricidad accidental de entre 5% a 10% del ancho de las plantas. En (De La Llera and Chopra, 1994) se presentan registros de la excitación rotacional del terreno, deducidos a partir de registros acelerográficos sincronizados en los extremos de la base de edificaciones de California, sometidas a los sismos de Whittier (1987), Loma Prieta (1989) y otros, los cuales permiten ahora un estudio más exacto del fenómeno.

Los efectos de la amplificación dinámica debidos a excentricidad intrínseca y los accidentales, son aproximadamente aditivos, aunque un estudio más preciso consiste en

evaluarlos conjuntamente sometiendo las edificaciones a la acción simultánea de las excitaciones traslacional y rotacional, al tiempo que se varían las posiciones de los centros de masa y de rigidez (Hernández, 1997b). Del mismo pueden extraerse algunas recomendaciones prácticas.

El formato para la determinación de los momentos torsores de diseño se mantiene con respecto a la versión 1982 de la Norma. Consiste en: a) el establecimiento de dos parámetros ( $\tau$  y  $\tau'$ ) que modifican el valor de la excentricidad estática (nominal) y b) un valor de excentricidad accidental fija que se toma con dos signos posibles. Las excentricidades están referidas a la acción de la fuerza cortante de la planta. El motivo de tener dos parámetros de modificación de la excentricidad y dos signos para la excentricidad accidental es el de atender a los dos extremos de la planta paralelos a la fuerza cortante. Un extremo se suele denominar "flexible" (del lado del centro de masa) y es sensible a la mayoración de la excentricidad estática y al signo positivo de la accidental; el otro extremo, denominado "rígido" (del lado del centro de rigidez) es sensible a la disminución de la excentricidad estática y al signo negativo de la accidental. No es posible diseñar con un solo parámetro o signo, porque las respuestas máximas de los dos extremos de la planta ocurren en instantes diferentes y para concordancias distintas de los modos de vibración, y además la variación aleatoria de los centros de masa y rigidez puede obrar en sentidos diferentes.

Existe actualmente en curso otro formato normativo, el cual es el empleado por (ICBO, 1997), (FEMA, 1997a) e (ICC, 2000). En él debe evaluarse un factor de amplificación aplicable tanto a la excentricidad intrínseca como a una excentricidad accidental inicial (es decir, la excentricidad accidental no permanece fija). Para evaluar ese factor deben efectuarse un par de análisis estáticos auxiliares en cada dirección, o sea un total de 4 análisis auxiliares (aún cuando se aplique un análisis dinámico como el del Art. 9.6). Consideramos que el formato propuesto es más práctico para el proyectista porque puede obviar estos análisis auxiliares; en el peor de los casos, si se quieren determinar ciertas magnitudes con precisión, cuando se haga análisis estático o dinámico plano pueden convenir hasta 3 análisis auxiliares, pero ningún análisis estático auxiliar es necesario cuando se ejecuta un análisis dinámico espacial.

Un punto importante en la definición de parámetros de diseño es que los momentos dinámicos máximos (por amplificación de la excentricidad estática, sin contar efectos accidentales) que se generan en una planta, no son simultáneos con las fuerzas cortantes máximas. Por tanto, el empleo conjunto de ambos máximos es algo conservador para el diseño de los planos resistentes. Conviene más bien, estudiar por separado la magnificación máxima de los desplazamientos (o fuerzas) en los planos resistentes.

A pesar de ello, en la versión 1982 de esta Norma se especificaron valores ( $\tau$ ) de amplificación dinámica de la excentricidad derivados de los momentos torsores máximos. Así se hizo conservadoramente, porque existían incertidumbres no estudiadas, entre ellas el efecto de la componente sísmica ortogonal actuando sobre excentricidades ortogonales, que no se introducen en la formulación. La misma clase de valores ( $\tau$ ) se presentó en la primera revisión de esta Norma, solo que ajustándolos a las propiedades de la

edificación mediante una fórmula racional. Para esta revisión, esta fórmula se ha modificado efectuando un ajuste en función de los desplazamientos dinámicos máximos (Hernández y López, 2001). Se toma en cuenta el hecho de que tenemos claramente especificado (Art. 8.6) que los efectos de las componentes sísmicas ortogonales se combinarán. Entonces, se pueden reducir los valores de  $\tau$ , ya que no tienen más que prevenir indirectamente contra "efectos ortogonales".

En la versión 1982 de la Norma, para el diseño de la zona rígida se especificó que la excentricidad no se amplificara. Esto equivale a que el actual parámetro  $\tau'$  se mantuviera fijo e igual a 1. Así se seguía una tradición normativa; no obstante, recientes estudios muestran que la zona rígida de la planta puede tolerar grandes desplazamientos cuando la rigidez torsional es pequeña o intermedia ( $\Omega < 1.1$ , aprox.), tanto bajo demanda inelástica (Wong & Tso, 1994), como bajo demanda elástica (Hernández, 1997b). En esta edición de la Norma se especifica un  $\tau'$  variable, que se mantiene igual a 1 para plantas de rigidez torsional moderada a grande, pero que baja hasta a  $-1$  (la rotación de la planta toma sentido opuesto al "normal") para plantas torsionalmente flexibles. Igualmente, el ajuste de sus valores toma en cuenta los efectos ortogonales combinados.

En síntesis, los valores de  $\tau$  y  $\tau'$  especificados actualmente ajustan aproximadamente los desplazamientos máximos (o fuerzas) bajo la excitación traslacional, tomando en cuenta la existencia de una excentricidad ortogonal y la acción simultánea de una componente sísmica ortogonal (las cuales afectan los planos que calculamos, debido a la torsión que generan). El ajuste considera que en la otra dirección también se aplicará la misma fórmula y luego los resultados serán combinados. O sea que los parámetros están escogidos para que ajuste la combinación de resultados ortogonales. En todo caso, el ajuste es aproximado; su precisión depende de muchos factores, incluyendo la relación entre periodos fundamentales ortogonales y su situación en el espectro (respecto a  $T^*$ ). Se considera válido solo hasta excentricidades moderadas ( $e \leq 0.2r$ ). Pero los errores pueden considerarse tolerables, y son semejantes en general aunque menores en varios casos particulares, a los derivados de otras formulaciones extranjeras.

Bajo el mismo esquema se modificaron los valores de la excentricidad accidental. En concordancia con varias normas extranjeras como las de México (Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 1987), Chile (NCh 433, 1993) y Nueva Zelanda (NZS 4203, 1984), y de acuerdo con ciertas argumentaciones simplificadas acerca de los efectos accidentales, antes se había especificado 0.1 B. Pero está claro que antes se diseñaba con la excentricidad accidental para cada dirección por separado, pero ahora se van a combinar los efectos calculados para ambas direcciones (Art. 8.6). Si se mantuviera el valor anterior, tras la combinación estaríamos diseñando con el equivalente de 0.13 a 0.14 B a una dirección. Y resulta que los efectos accidentales no son acumulativos de ambas direcciones; por un lado la excitación rotacional es independiente de la dirección y por otro la variación aleatoria de la posición de los centros de la planta, aunque puede ocurrir en las dos direcciones, es poco probable que alcance sus máximos a un tiempo en ambas.

Se decidió entonces especificar un valor de excentricidad accidental que tome en cuenta que sus valores ortogonales se van a combinar. En cuanto a su magnitud, se tomó como base un promedio de las excentricidades accidentales que ajustan las envolventes de los desplazamientos extremos bajo la acción de la excitación traslacional más la rotacional, junto a una variación de excentricidades nominales del 3% del ancho de la planta. Este promedio es aproximadamente un 8% del ancho de la planta para las situaciones más comunes de propiedades de las edificaciones (Hernández, 1997b). De ahí resulta la especificación actual de un 6% del ancho de la planta en cada dirección; para una planta cuadrada, al combinar las excentricidades de ambas direcciones resulta un momento torsor equivalente al del 8% (aprox.) en una dirección. Se están rebajando ligeramente los efectos accidentales previstos en la versión anterior de la Norma; ahora resultan coincidentes en promedio con los de (ICBO, 1997), (FEMA, 1997a) e (ICC, 2000), porque estas normas especifican una excentricidad accidental inicial del 5% del ancho de la planta, pero que debe amplificarse y combinarse con la dirección ortogonal. La amplificación promedio para plantas típicas está en el orden de 1.2, que conduce a una excentricidad accidental final de ~ 6% del ancho de la planta en cada dirección.

El procedimiento especificado tiene el propósito de uniformizar la confiabilidad de las edificaciones, intentando que las plantas que no son torsionalmente rígidas dispongan de márgenes de seguridad semejantes a los de éstas. Siendo que las demandas de los distintos planos resistentes en las edificaciones no son idénticas para los rangos elástico e inelástico, se han escogido solicitaciones correspondientes al elástico, las cuales dan resultados más conservadores. Como principal justificación está el hecho de que es parte de la filosofía de la Norma la de cubrir el comportamiento de las edificaciones tanto para sismos moderados (también llamados de servicio), para los que se requiere que la estructura permanezca sin daños (elástica), como para sismos severos; sobre este punto existe una creciente toma de conciencia en la comunidad internacional (SEAOC, 1995 ; Goel and Chopra, 1994).

Si los edificios torsionalmente intermedios o flexibles se diseñaran con los factores correspondientes al rango inelástico ( $\tau$  menores) los planos de la zona flexible de la planta quedarían subdiseñados bajo sismos moderados, es decir efectuarían incursiones inelásticas (sufriendo daños) con demasiada frecuencia. Por otro lado, en la zona rígida de la planta los valores de  $\tau$  se requieren para el rango elástico de comportamiento y además permiten limitar las demandas de ductilidad bajo sismos severos (Chopra and Goel, 1991).

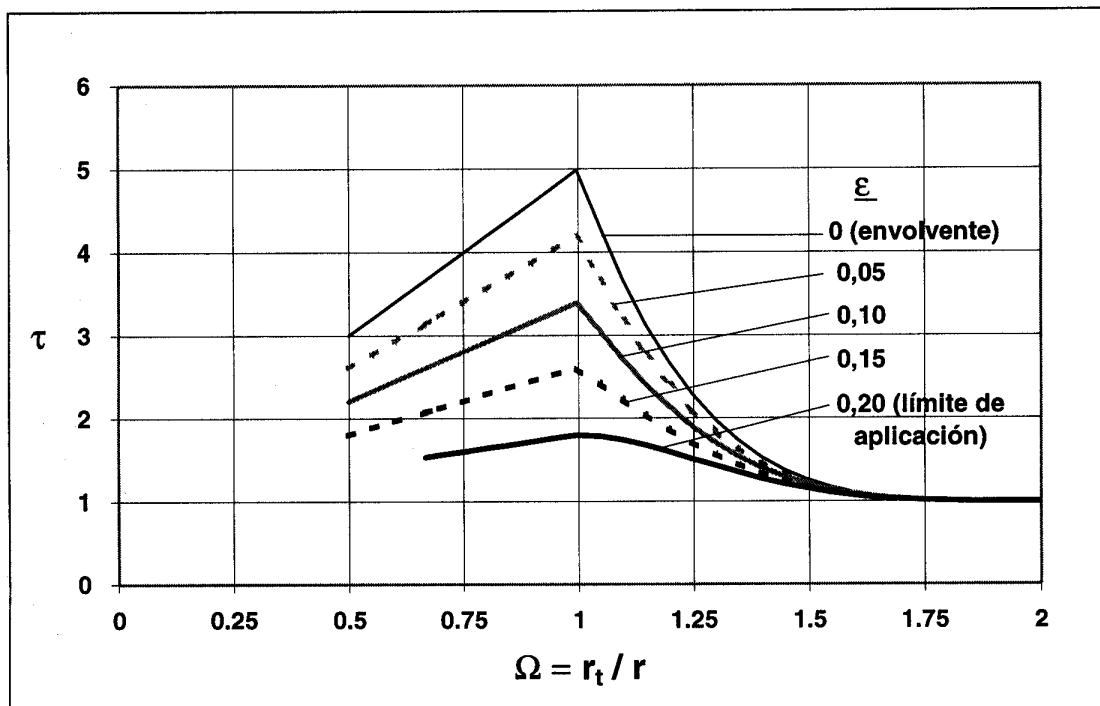
Pero el uso de los factores elásticos no incrementa excesivamente los costos de la estructura sismorresistente, porque aumenta principalmente las solicitaciones en los planos resistentes (pórticos, muros) cercanos al perímetro de *las* plantas poco rígidas torsionalmente, que son planos de menor rigidez relativa y por tanto normalmente menos costosos. Es decir se producen los incrementos más notables en planos resistentes de poco costo inicial, por lo que el incremento de costo no es grande respecto al total (Hernández, 1993). Por tanto el uso de los factores elásticos cubre las demandas conservadoramente, incrementando la seguridad con una relación costo/beneficio favorable.

### ***Procedimiento***

Los métodos de los Artículos 9.3 y 9.4 permiten obtener las fuerzas cortantes en cada nivel y en cada dirección aplicadas en las denominadas líneas de acción del cortante, las cuales se obtienen tras colocar las fuerzas concentradas de piso en los correspondientes centros de masa. En este Artículo se da un procedimiento para determinar la torsión estática equivalente, que se basa en la hipótesis de que la amplificación dinámica será similar en todos los niveles, para edificios regulares. En este método, los momentos torsores en cada nivel y en cada dirección se expresan como el producto de la excentricidad de diseño por la fuerza cortante en ese nivel y sus efectos se superponen a los de la fuerza cortante.

Para el cálculo de la excentricidad de diseño se debe sumar la excentricidad estática ( $e_i$ ) amplificada y la excentricidad accidental, que se prescribe en las Fórmulas (9.19) y (9.20). En todo caso, se adoptarán las solicitaciones más desfavorables que se obtengan con estas fórmulas. Debe tenerse presente que en esas fórmulas los signos de  $M_{ti}$  suponen un valor positivo de  $e_i$  y la acción simultánea de las fuerzas cortantes en el centro de rigidez tal como queda dicho en el articulado. En caso de que resulte conveniente, deben adecuarse a una convención de signos global de la estructura.

La fórmula (9.19) se ha modificado respecto a la versión de 1982 para emplear un valor de  $\tau$  que da un ajuste del desplazamiento (o fuerzas) de la zona flexible de la planta (elementos más cercanos al centro de masa que al centro de rigidez), fórmulas (9.21) a (9.23); véase la Fig. C-9.1. La versión anterior era una simplificación en que se hacía depender  $\tau$  de la distribución de rigideces evaluada cualitativamente y conducía a uno de tres valores tipificados para plantas con distribuciones de rigidez central, intermedia y perimetral. Sin embargo: i) podía conducir a dificultades en la determinación del tipo de planta; ii) no distinguía entre las dos direcciones de la planta; iii) los valores de  $\tau$  eran conservadores para grandes excentricidades y; iv) podía ser conservador en plantas torsionalmente flexibles (aunque esto último se aceptó para penalizarlas, dado su mal comportamiento sísmico y las incertidumbres presentes). Con la formulación actual se resuelven estos problemas porque: a) la selección cualitativa se sustituye por el cálculo del radio de giro torsional; b) se efectúan cálculos en cada dirección del análisis; c) la amplificación torsional se hace depender de la excentricidad y d) se dispone de fórmulas válidas tanto para las plantas torsionalmente flexibles ( $0.5 \leq \Omega \leq 1$ ), como para las otras.



**FIGURA C-9.1 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICO TORSIONAL ( $\tau$ ), PARA LA ZONA FLEXIBLE DE LA PLANTA.**

La situación crítica en la zona rígida de la planta (miembros más cercanos al centro de rigidez que al centro de masa) se obtendrá para un momento torsor mínimo equivalente, que llega a ser de signo opuesto en las plantas torsionalmente flexibles por el predominio del modo torsional. Para controlar este fenómeno se ha introducido el factor de control de diseño  $\tau'$ , fórmula (9.24); véase Fig. C-9.2. Para plantas con rigidez torsional flexible se producen sollicitaciones en dicha zona rígida que equivalen a la acción estática de momentos torsores de signo negativo (respecto al signo del momento torsor máximo probable), que pueden ser más desfavorables que los correspondientes a la acción de la fuerza cortante en el centro de cortantes ( $\tau' = 1$ ) y hasta la misma acción aplicada en el centro de rigidez ( $\tau' = 0$ ).

Las expresiones fundamentales son las siguientes:

Radio de giro inercial,  $r = \sqrt{(J/M)}$

donde :

$J$  = Inercia polar de la masa del piso respecto al centro de cortante

$M$  = Masa del piso

En edificaciones regulares con planta rectangular:

$$r = \sqrt{bx^2 + by^2/12}$$

Radio de giro torsional,  $r_t = \omega_0 / \omega_1 = 1/r \sqrt{\frac{K_x}{K_y}}$

donde:

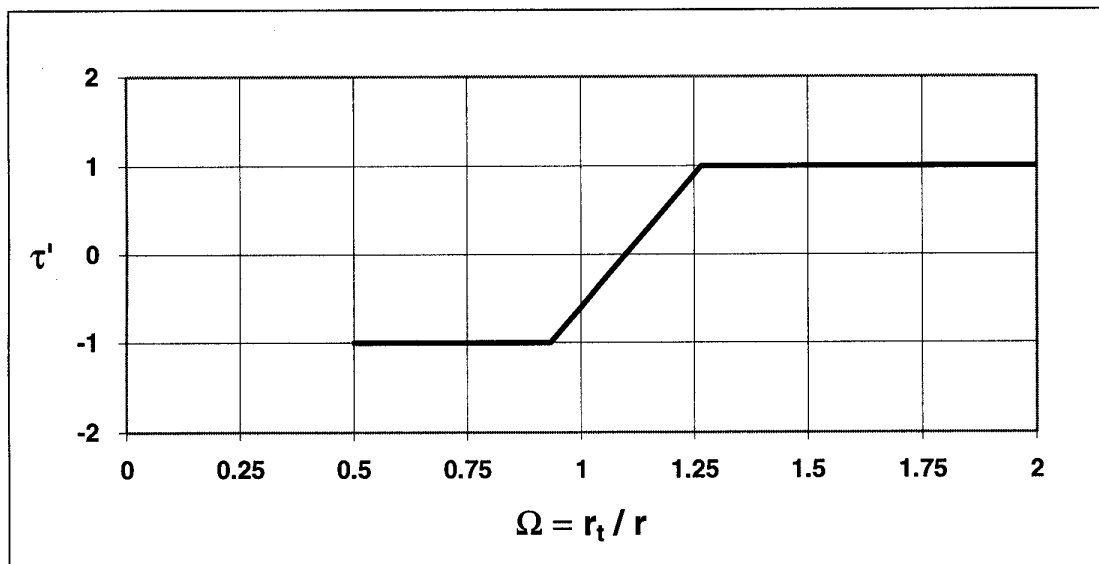
$K_t$  = Rigidez torsional de un piso respecto al centro de cortantes

$$K_t = \sum K_x y^2 + \sum K_y x^2$$

$K$  = rigidez lateral del piso en la dirección analizada

$x, y$  = Coordenadas de los pórticos respecto al centro de cortantes.

$\omega_0, \omega_1$  = Frecuencias torsional y traslacional, respectivamente.



**FIGURA C-9.2 FACTOR DE CONTROL DE DISEÑO ( $\tau'$ ), PARA LA ZONA RÍGIDA DE LA PLANTA**

Las expresiones incorporadas se ajustan razonablemente para  $\varepsilon \leq 0.2$  (Hernández y López, 2001), razón por la que se limita a ese valor su aplicabilidad y si se sobrepasa se exige un Análisis Dinámico Espacial. Por otro lado, para plantas demasiado flexibles ( $\Omega < 0.5$  ó  $\varepsilon > 0.3\Omega$ ) las ampliaciones de desplazamientos llegan a ser muy grandes y la edificación se clasifica como irregular con riesgo torsional elevado, (aparte 6.5.2.b.2) que implica tanto la necesidad de un Análisis Dinámico Espacial, como la disminución del Factor de Reducción  $R$  utilizable (Sec. 6.4.1). Nótese que si  $\varepsilon = 0.2$  debe ser  $\Omega > 0.67$ , para no incurrir en esta irregularidad (véase Fig. C-9.1).

Los factores de amplificación dinámica  $\tau$  y  $\tau'$  deben ser calculados para cada dirección del análisis y dependen de: a) las rigideces laterales del edificio expresadas por el parámetro  $\Omega$ , valor representativo de los cocientes del radio de giro torsional de cada planta en la dirección considerada ( $r_t$ ) entre el radio de giro inercial ( $r$ ) de la planta; y b) las excentricidades típicas en la dirección respectiva, expresadas por el parámetro  $\varepsilon$ , valor representativo de los cocientes de las excentricidades (distancia del centro de rigidez a la

línea de acción del cortante) en la dirección analizada (e), entre el radio de giro inercial (r), evaluados para cada planta del edificio.

Si los valores  $\varepsilon = e/r$  y  $\Omega = r_t / r$  para los diferentes pisos del edificio no varían notoriamente, sus respectivos promedios pueden tomarse como valores representativos de  $\varepsilon$  y de  $\Omega$  o bien pueden tomarse los valores desfavorables de ciertas plantas, a juicio del ingeniero responsable del análisis. Los apéndices estructurales pueden calcularse con un valor particular correspondiente a valores característicos de  $\varepsilon$  y de  $\Omega$ . Cuando no puedan establecerse valores representativos de  $\varepsilon$  y de  $\Omega$ , por tomar valores muy diferentes entre las diferentes plantas, deberá aplicarse el Método establecido en el Artículo 9.6; este también se aplicará cuando se excedan las limitaciones de  $\varepsilon$  o de  $\Omega$ . Conviene notar que se supone que las excentricidades toman valores semejantes si tienen tanto valores absolutos parecidos como el mismo signo. La uniformidad del signo sustenta la validez aproximada de los factores de modificación de la excentricidad (Kan and Chopra, 1976). En caso de que las excentricidades alternen sus signos debe pasarse al Análisis Dinámico Espacial.

## **C-9.6 MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL DE SUPERPOSICIÓN MODAL CON TRES GRADOS DE LIBERTAD POR NIVEL**

### **C-9.6.1 GENERALIDADES**

El método de análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, tiene por objeto evaluar la respuesta dinámica y constituye una alternativa de uso general para el análisis de todas las estructuras tipificadas en estas Normas, excepto para aquellas que tienen diafragmas flexibles. Su empleo es obligatorio en las edificaciones que disponen de diafragma rígido cuando no es válido el método del Artículo 9.5. En este método se consideran como coordenadas de respuesta modal los desplazamientos horizontales y la rotación de cada nivel. Los valores de respuesta sísmica deberán calcularse para los casos de sismos en direcciones X e Y, actuando independientemente (véase C-8.6). Las expresiones que deben emplearse son semejantes a las de la Sec. 9.4.3, tomando en cuenta que los modos obtenidos tienen desplazamientos en dos direcciones y rotaciones. Sin embargo, las respuestas modales que se calculan están definidas para una determinada dirección del sismo; entonces, los factores de participación de cada modo corresponden a esa dirección y se calculan tomando esto en consideración. Para detalles véase por ejemplo (Chopra, 1995).

### **C-9.6.2 VALORES DE DISEÑO**

Dado que los modos acoplados resultantes del análisis pueden tener frecuencias cercanas entre sí, deberán usarse métodos de combinación que tomen en cuenta su acoplamiento. En la Subsección 9.6.2.1 se establece que los máximos de respuesta se obtengan combinando los valores modales según el criterio de la combinación cuadrática

completa (Chopra, 1995) el cual puede suponer el mismo amortiguamiento en cada modo de vibración. Existen varias formulaciones del criterio; una de las más aceptadas en la actualidad es (Wilson et. al., 1981) :

$$r^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} r_i r_j, \quad \text{donde} \quad \rho_{ij} = \frac{8\xi^2 (1 + a_{ij}) a_{ij}^{3/2}}{(1 - a_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 a_{ij} (1 + a_{ij})^2}, \quad a_{ij} = \omega_i / \omega_j.$$

En esta expresión:  $r$  representa una determinada respuesta al movimiento sísmico en una dirección definida;  $r_i$  y  $r_j$  son las respuestas en cada modo  $i$  y  $j$  a ese movimiento sísmico, las cuales deben tomarse con el signo asociado a la forma modal;  $\omega_i$  y  $\omega_j$  son las frecuencias de los respectivos modos;  $\xi$  es el coeficiente de amortiguamiento respecto del crítico, el cual debe tomarse igual a 5% para las edificaciones tipificadas en esta Norma. Nótese que en la expresión anterior  $N$  está representando el número de modos utilizado en la combinación, y no el número de pisos de la edificación.

Para el caso de sistemas con frecuencias bien separadas entre sí, este criterio de combinación tiende al clásico dado por la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada máximo modal (Sección 9.4.4).

El número mínimo de modos a emplear debe ser el triple del establecido para el Análisis Dinámico Plano, utilizando como valor  $T_1$  para el cálculo de  $N_1$ , el del periodo acoplado fundamental, o sea el mayor periodo de todos (López and Cruz, 1996). Debido a la posibilidad de que los modos asociados a una dirección dominante aparezcan sucesivamente con periodos mayores que los asociados a otra, debe verificarse que se suple el 90% de la masa participativa para cada dirección del análisis. Al cumplir con  $N \geq N_3$  pueden desecharse los modos intercalados de poca masa contributiva.

Las combinaciones deben efectuarse para las respuestas de interés, como las sollicitaciones locales de diseño de los miembros y las fuerzas cortantes de entrepiso, necesarias para controles del procedimiento (cortante basal mínimo, efectos P- $\Delta$  y momentos torsores adicionales). Es posible como parte de la metodología general de análisis, modelar la acción sísmica por medio de una fuerza cortante y un momento torsor por nivel, pero un procedimiento más exacto consiste en combinar las respuestas de fuerzas cortantes modales de cada plano resistente o bien las sollicitaciones locales en los miembros. Este segundo procedimiento es recomendable en todos los casos e incorpora los efectos desfavorables del acoplamiento modal para todos los planos resistentes. Mientras que el primero conduce a sobreestimaciones en las zonas flexibles de las plantas, junto con subestimaciones en las zonas rígidas que exigen la realización de análisis adicionales, que suplan el equivalente de la fórmula (9.20) del Método del Art. 9.5; al respecto véase (Grases et. al., 1987).

Eventualmente deberá aumentarse la fuerza cortante basal al valor  $V_0$  o al dado por el coeficiente sísmico mínimo. Está implícito que en tal caso deben incrementarse las fuerzas cortantes de cada piso antes de verificar los efectos P- $\Delta$  y luego a todas las sollicitaciones de diseño deberán aplicárseles todos los incrementos correspondientes.

Con el objeto de incorporar los efectos de excentricidades accidentales causadas, bien por variaciones de la posición de los centros de masa y de rigidez o bien por excitaciones rotacionales del terreno (véase C-9.5), se deben añadir a los resultados del análisis de tres grados de libertad por nivel los efectos estáticos de una excentricidad del cortante que se establece en seis por ciento (6%) de la dimensión de la planta perpendicular a la dirección analizada. El motivo del valor escogido es el mismo que en el Método del Art. 9.5, y se expone en C-9.5a. Dichos efectos se pueden obtener aplicando momentos torsores iguales al producto del cortante por nivel (eventualmente modificado según se comenta en el párrafo anterior), multiplicado por la excentricidad  $0.06 B$  correspondiente al mismo nivel. Estos efectos se suman a los obtenidos en el análisis dinámico.

Para obtener las sollicitaciones más desfavorables en cada línea resistente, debe considerarse que dichos momentos torsores accidentales pueden cambiar de sentido. A los fines de una aplicación sencilla puede suponerse que las excentricidades tienen igual signo en todos los pisos en forma simultánea.

Cuando el método del Artículo 9.6 sea prescriptivo debido a que las dimensiones de las plantas aumentan con la altura, las excentricidades de diseño deberán adecuarse para que en los niveles inferiores los momentos torsores accidentales sean por lo menos iguales a los de los niveles superiores.

En resumen, la secuencia del análisis para los casos de sismo en direcciones ortogonales X e Y, podría ser la siguiente, bajo el supuesto de que se use el segundo procedimiento indicado antes:

- 1) Cálculo de los modos y las frecuencias de la estructura;
- 2) Respuesta modal a sismo en la dirección X;
- 3) Respuesta modal a sismo en la dirección Y;
- 4) Combinación de respuestas modales a sismo en la dirección X;
- 5) Combinación de respuestas modales a sismo en la dirección Y;
- 6) Control de fuerza cortante basal mínima y eventual incremento de sollicitaciones.
- 7) Verificación de efectos  $P-\Delta$  y eventual incremento de sollicitaciones.
- 8) Cálculo de los efectos de la excentricidad accidental  $\pm 0.06 B_x$ ;
- 9) Cálculo de los efectos de la excentricidad accidental  $\pm 0.06 B_y$ ;

- 10) En cada plano resistente, agregar a los resultados obtenidos en el efecto más desfavorable de la excentricidad accidental.
- 11) Combinar los resultados de los sismos ortogonales, según el Art. 8.6.

Los pasos (8), (9) y (10) no son necesarios si en el paso (1) se incorporan separadamente variaciones de la posición de los centros de masa del orden de  $\pm 0.03 B$  en cada dirección, en la misma forma establecida en la Sec.9.7.4 para el Método del Art. 9.7, y se analiza cada situación. Esto supone la ejecución de 5 análisis dinámicos espaciales como mínimo; obviamente, como respuestas modales deben tomarse las envolventes de todos los análisis. La no incorporación de la excitación rotacional en el análisis puede considerarse suplida por haber tomado los máximos de las variaciones de los centros de masas en ambas direcciones simultáneamente

## **C-9.7 MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL CON DIAFRAGMA FLEXIBLE**

### **C-9.7.1 CAMPO DE APLICACIÓN**

El método de análisis dinámico espacial con diafragma flexible tiene por objeto mejorar la confiabilidad del análisis de aquellas estructuras clasificadas como irregulares en planta, tipo b.4 (Sec. 6.5.2). La existencia de un diafragma flexible puede conducir a una diferente distribución de la fuerza cortante de piso de la que efectúa un diafragma rígido en su plano, y a diferentes concentraciones de tensiones en el diafragma.

Las consecuencias de la flexibilidad del diafragma para la totalidad de los casos es un problema complejo, no completamente resuelto, que continúa siendo estudiado. Las cinco situaciones recogidas en 6.5.2.b.4 representan aquellas más reconocidas como posible fuente de inexactitudes de un análisis con diafragma rígido. La magnitud de ellas depende de una variedad de factores, y pueden ir desde consecuencias favorables a otras decididamente inconvenientes. La dificultad de predicción justifica la conveniencia de realizar un análisis más complejo.

Se ha encontrado que uno de los factores determinantes es la relación de la rigidez del diafragma a la rigidez del entrepiso. Cuanto mayor sea la última más relativamente flexible será el diafragma. Por tanto la incidencia de la flexibilidad del diafragma es mayor en los pisos inferiores de los edificios de muchos pisos y suele ser mayor cuando se emplean sistemas estructurales más rígidos, como por ejemplo muros o pórticos arriostrados (Unimori et. al., 1980).

Otro aspecto que juega un papel relevante es la diversidad de rigidez de las líneas resistentes dentro de la planta, siendo distintas las secuelas de la flexibilidad de los diafragmas si las líneas resistentes más rígidas son perimetrales o si se encuentran hacia el centro de la planta (Dolce et. al., 1992).

Es un hecho reconocido, que la forma de la planta (posiblemente en conjunción con los factores señalados en los dos párrafos precedentes) potencia la flexibilidad inherente al material (espesor, etc.). Evidentemente las plantas alargadas pueden ser muy flexibles para fuerzas según la dirección corta y tanto las aberturas como los entrantes pueden originar que porciones del diafragma sean más flexibles que otras y además conducir a concentraciones de esfuerzos en esquinas o bordes. En relación a esta irregularidad, un estudio reciente (López et. al., 1994) revisa los efectos de la forma de la planta en términos de la concentración de energía elástica y su coeficiente de variación.

Desde hace algún tiempo algunas normas internacionales (NZS 4203 : 1984) han sugerido que se incorpore la flexibilidad del diafragma, aunque sin dar lineamientos específicos para llevarla a cabo. Más recientemente se especifican algunos controles para los diafragmas flexibles, como por ejemplo limitación del factor de reducción de respuesta e incremento de 1/3 de las solicitaciones en el diafragma para verificaciones de resistencia (ICBO, 1997). Mientras que en esta Norma se especifican cuatro medidas para las estructuras con diafragma flexible: a) reducción del valor admisible de R (Sección 6.4.1); b) consideración de la flexibilidad en el diseño de los diafragmas (Sección 8.3.3); c) análisis de la estructura incorporando la flexibilidad del diafragma (Artículo 9.7) y; d) extensión del nivel de diseño ND3 a los componentes que se vinculan al diafragma (Tabla 6.3).

### **C-9.7.2 MODELO MATEMÁTICO**

El modelo matemático a emplear en este método de análisis debe ser cónsono con la problemática que intenta controlar. A tal fin el diafragma puede discretizarse en elementos finitos unidos a la estructura, de tal forma que se atiendan : a) la deformabilidad del diafragma bajo las cargas sísmicas ; b) los posibles lugares de concentración de esfuerzos y c) los mecanismos de transmisión de las fuerzas entre el diafragma y la estructura principal. Queda a decisión del ingeniero proyectista la determinación del número, forma y disposición de los elementos finitos a fin de satisfacer estos requisitos y otros que se evidencien. Un estudio reciente (Rodríguez y López, 1998) investiga el número de elementos necesarios para obtener un suficiente grado de precisión.

Para estudiar la respuesta a la componente sísmica horizontal es necesario permitir los respectivos grados de libertad de las masas discretizadas. Por otro lado es conveniente omitir su grado de libertad vertical, con el fin de no exceder la capacidad de memoria y tiempo computacionales y además permitir una mejor lectura de los resultados, evitando mezclar los modos deseados con los de componentes verticales predominantes.

### **C-9.7.3 ANÁLISIS**

Dado que el número de grados de libertad depende de la discretización realizada y dada la variedad de configuraciones posibles, no es factible indicar un número

mínimo de modos a tomar en cuenta. Por tanto en cada caso particular deberá investigarse el número de modos requeridos hasta incorporar al menos el 90 % de masa participativa en cada una de las direcciones del análisis.

Las combinaciones modales deberán atender a todas las sollicitaciones de interés para el diseño. Deberán incluirse las sollicitaciones en el diafragma, especialmente las zonas de concentración de tensiones y las de transmisión de fuerzas a los planos resistentes verticales, sin olvidar los elementos de conexión de zonas del diafragma en caso de que existan, (como podrían ser las fuerzas axiales de vigas uniendo alas de plantas en H o casos semejantes).

Es indispensable utilizar el criterio de la combinación cuadrática completa, pues la naturaleza del problema suele llevar a modos con frecuencias muy cercanas entre sí. (Véase C-9.6.2).

Puede ser conveniente efectuar un análisis estático de la estructura (obviamente con diafragma flexible) a fin de comprender mejor el comportamiento de la misma. Para él deberán aplicarse las fuerzas horizontales distribuidas entre los distintos elementos finitos de diafragma. Tal análisis estático eventualmente puede permitir tomar algunas decisiones de simplificación del análisis dinámico, las cuales deberán sustentarse debidamente por el ingeniero proyectista.

#### **C-9.7.4 TORSIÓN ADICIONAL**

La incorporación de los efectos torsionales accidentales (o sea los derivados de la variación aleatoria de la posición de los centros de masa y de la excitación rotacional de la base de la edificación) se lleva a cabo mediante la realización de un total de cinco análisis dinámicos en que se consideran la posición nominal de los centros de masa y cuatro posiciones extremas.

La selección de un 3% de variación de la posición de los centros de masa es coherente con el 6% de excentricidad accidental estática fijada en el método del Artículo 9.5, dadas las hipótesis comentadas en C-9.5a. La variación de 3% queda sujeta a posterior amplificación por acoplamiento de los modos de vibración. La no incorporación de la excitación rotacional en el análisis puede considerarse suplida por haber tomado los máximos de las variaciones de los centros de masas en ambas direcciones simultáneamente.

#### **C-9.7.5 COMBINACIÓN DE LA RESPUESTA DINÁMICA Y LA TORSIÓN ADICIONAL**

Cuando la realización de cinco análisis dinámicos resulte un trabajo excesivo, puede ser útil efectuar simplificaciones racionales que mantengan los criterios de

esta Norma. Podría ser factible la realización de cuatro análisis estáticos (con diafragma flexible) para cubrir la torsión adicional, pero en este caso amplificando la excentricidad (de la resultante de las fuerzas distribuidas en los elementos finitos) hasta un 6 %, en todas las direcciones y sentidos posibles. Tales análisis deberían justificarse y relacionarse adecuadamente con al menos un análisis dinámico completo o simplificado (véase el último párrafo de C-9.7.3). Posteriormente deben combinarse las solicitaciones debidas a cada dirección de acción del sismo, cumpliendo con los requisitos del Art. 8.6.

#### **C-9.7.6 CONTROL DE CORTANTE MÍNIMO**

Las fuerzas cortantes basales en cada dirección de la edificación deberán satisfacer el mínimo especificado, con el mismo propósito que se indicó en los métodos de los Artículos 9.4 y 9.6. La eventual mayoración de la fuerzas cortantes basales deberá aplicarse proporcionalmente al conjunto de solicitaciones de diseño de la edificación. Respecto al procedimiento de cálculo de las fuerzas cortantes, véase la sección siguiente.

#### **C- 9.7.7 EFECTO P- $\Delta$**

Debe evaluarse la estabilidad de la edificación por efectos P- $\Delta$  e incorporarse los efectos de segundo orden asociados, de acuerdo con el Art. 8.5. A tal fin antes deben estimarse las fuerzas cortantes en cada nivel, para cada dirección del análisis. Como procedimiento de estimación de las fuerzas cortantes de un entrepiso se admite el de: **a)** sumar en cada modo de vibración las fuerzas cortantes en las columnas y muros, más la componente horizontal de las diagonales, de ese entrepiso generadas por la acción de una dirección del sismo, tomadas con sus signos; **b)** combinar las sumas de las fuerzas cortantes del entrepiso, según el criterio de la combinación cuadrática completa.

La eventual mayoración de las fuerzas cortantes de entrepiso deberá aplicarse proporcionalmente al conjunto de solicitaciones de diseño del respectivo entrepiso.

### **C-9.8 MÉTODO DE ANÁLISIS DINÁMICO CON ACELEROGRAMAS**

#### **C-9.8.1 GENERAL**

Este método de análisis dinámico inelástico con acelerogramas se considera de aplicación general, siempre que se modele adecuadamente la estructura y se utilicen acelerogramas representativos. Puede entonces utilizarse en sustitución de otros tipos de análisis, sujeto a las verificaciones y controles pertinentes. Se recomienda para estructuras no tipificadas, estructuras existentes de valor excepcional y otros casos especiales, como por ejemplo cuando se empleen sistemas de aislamiento sísmico (ICBO, 1997). Es importante tomar en cuenta que la aplicación de este método requiere el manejo de una gran cantidad de información y una elevada capacidad de cómputo, lo cual requiere cuidado en la interpretación de los resultados. Como medida de control conviene comparar estos últimos con los obtenidos a partir de métodos más sencillos. Tan es así, que normas extranjeras como (ICBO, 1997), (FEMA, 1997a) e (ICC, 2000) requieren que cuando se

aplique este Método los resultados sean validados por un grupo de expertos que revisen, como mínimo, entre otros aspectos: a) los movimientos sísmicos utilizados; b) el diseño preliminar y c) el diseño final con sus análisis de soporte. En la propuesta de cambios de (FEMA, 1997a) para las 2000-NEHRP-Provisions (BBSC, 2000) se hace aún más énfasis. Es ampliamente recomendable que se obre en ese sentido.

Es posible también la realización de análisis dinámicos con acelerogramas, pero manteniendo la estructura en rango elástico. Están previstos en las normativas (ICBO, 1997), (FEMA, 1997a) e (ICC, 2000). Resultan útiles para analizar estructuras con dispositivos de aislamiento sísmico o con amortiguadores, donde los procedimientos de espectro de respuesta requieren modificaciones, un tanto complejas en el caso de los amortiguadores. Si se usaran para analizar sistemas convencionales, a los resultados de respuesta elástica se les aplicaría luego el Factor de Reducción R apropiado. Sus valores también deben ser escalados por el cortante mínimo basal según el Art. 9.6.

### **C-9.8.2 MODELO ESTRUCTURAL.**

Es fundamental que se modele el posible comportamiento inelástico de las zonas donde se quieren permitir deformaciones inelásticas (“rótulas plásticas”, etc.), y que se definan cuidadosamente las zonas en que se admite comportamiento elástico.

Los diagramas de restitución histerética adoptados deberán estar respaldados por información experimental estadísticamente representativa. Deberán considerar las rigideces elástica y post-elástica de los elementos, la resistencia cedente, la sobrerresistencia aceptable, la resistencia límite, la degradación histerética de la resistencia, la ductilidad local admitida y la capacidad de absorción de energía. A tal fin, son válidas recomendaciones como por ejemplo las de (ACI SP-127, 1991). En caso de emplearse materiales novedosos deberán efectuarse suficientes ensayos experimentales.

Deben mantenerse las otras consideraciones de modelado que se hacen para la aplicación de los métodos de análisis elásticos, como son la construcción de un modelo tridimensional de la estructura y la incorporación de la flexibilidad de los diafragmas en caso de que sea relevante.

### **C-9.8.3 ANÁLISIS INELÁSTICO**

El análisis inelástico se llevará a cabo mediante métodos de integración paso a paso de comprobada precisión. Deberá verificarse que la secuencia de formación de zonas inelásticas es la deseada, tomando en cuenta que la historia inicial es muy influyente en la posterior historia inelástica; a tal fin se recomiendan estudios de sensibilidad (AFPS 90, 1990).

Si se han supuesto zonas de comportamiento elástico, deberá verificarse que en las mismas la demanda de solicitaciones no alcanza la resistencia elástica de diseño.

La especificación normativa de usar 4 acelerogramas (o pares de ellos) y obtener la respuesta de diseño como el promedio de los resultados puede considerarse que no es demasiado conservadora. En (Eurocódigo 8, 1998) se exige un mínimo de 5 acelerogramas. En (ICBO, 1997), (FEMA, 1997a) e (ICC, 2000) se permiten 3 pares de acelerogramas, pero en ese caso se debe tomar como respuesta de diseño la máxima de los análisis, permitiéndose tomar el promedio sólo cuando se usan 7 o más pares de acelerogramas.

Si en una dirección del sismo se usan acelerogramas, es obvio que también deben aplicarse en la dirección ortogonal y los resultados tendrán que combinarse de acuerdo con los criterios del Art. 8.6. Pero para la aplicación de este Método es recomendable, y así lo especifican algunas normas extranjeras, que se trabaje con pares de acelerogramas ortogonales de correlación adecuada. Igualmente, es posible incluir el acelerograma vertical al analizar la estructura.

Conviene que se tomen previsiones adicionales para incorporar los efectos torsionales llamados accidentales, derivados de las variaciones en los centros de masa y de rigidez, y de la excitación rotacional del terreno.

#### **C-9.8.4 ACELEROGRAMAS**

Los acelerogramas utilizados en el análisis deben adecuarse a los espectros previstos en el Artículo 7.2, especificación usual en las normas internacionales (AFPS 90, 1990; ICBO, 1997; FEMA, 1997a; Eurocódigo 8, 1998; ICC, 2000). Los espectros elásticos han sido obtenidos a partir del tratamiento estadístico de una gran cantidad de sismos, cubriendo así la incertidumbre del espectro exacto que puede llegar a ocurrir (véase C-7.2 y C-5.1). Mientras que unos pocos acelerogramas registrados, pueden tener un sesgo particular.

Se sigue que para mantener la confiabilidad de diseño que es objeto de la Norma, los acelerogramas deben ser escalados y adaptados a los espectros elásticos ( $R=1$ ). A tal fin, en primer lugar con los acelerogramas se construirán espectros de respuesta elástica con coeficiente de amortiguamiento de 5 %, para comparación posterior con el espectro del Artículo 7.2 que corresponda a la zona sísmica, perfil de suelo y factor de importancia de la edificación. En (AFPS 90, 1990) se establecen recomendaciones para controlar el valor de las ordenadas y del área bajo el espectro, para acelerogramas artificiales y para acelerogramas naturales. La prescripción de aproximarse al espectro de diseño para el rango de periodos propios de la estructura ha sido normalizada en (ICBO, 1997), (FEMA, 1997a) e (ICC, 2000). Requieren que esa aproximación se verifique entre  $0.2 T$  y  $1.5 T$ , donde  $T$  es el periodo fundamental de la estructura. Es de notar que un periodo superior al fundamental elástico es necesario para prever el aumento de los periodos por efectos inelásticos.

Por otro lado, la duración de la parte intensa de los acelerogramas deberá ser consistente con los movimientos sísmicos esperados, según se ha observado en la práctica. En (Eurocódigo 8, 1998) se establece la duración mínima de la fase estacionaria de los

acelerogramas, en relación con la zona sísmica; por ejemplo, para una zona con  $A_0 = 0.4$  se requiere una duración mínima de 25 seg y para una zona con  $A_0 = 0.3$  puede reducirse a 20 seg. Igualmente, los coeficientes de correlación de los pares de acelerogramas que actúan simultáneamente en direcciones ortogonales deben controlarse, para que tengan un valor aceptable.

Los resultados del análisis deberán cumplir los requisitos de diseño. En particular, que la secuencia de formación de regiones inelásticas sea adecuada y que no se supere las ductilidades locales admitidas. La edificación como conjunto deberá satisfacer los límites de deriva indicados en el Capítulo 10. También se recomienda que en caso de estructuras tipificadas, no se superen las ductilidades globales establecidas en el Capítulo 6 y que en caso de estructuras no tipificadas se haga lo mismo con una ductilidad global aceptable.

### **C-9.9 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO INELÁSTICO**

Este procedimiento permite la obtención de índices del valor de ductilidad global y/o factor de reducción de respuesta en función de las características mecánicas de los miembros diseñados con diagramas de restitución adecuado (véase C-9.8.2). Se considera que pueden obtenerse buenos resultados mediante la aplicación de fuerzas de piso, monótonicamente crecientes, proporcionales a las que se obtienen con la aplicación del método del Artículo 9.3 hasta valores que definan sucesivamente la resistencia global y cedente, la sobrerresistencia sin excesiva degradación y quizás el nivel de inestabilidad

Este procedimiento, conocido también por la denominación en inglés de "pushover analysis", se considera de carácter auxiliar y puede resultar de interés para examinar hipótesis de comportamiento de estructuras no tipificadas. Por los momentos, no se considera un procedimiento aceptable para diseñar una estructura mediante su única aplicación, pues varias características de sus resultados necesitan validación y establecimiento de controles. En la propuesta de cambios para las 2000-NEHRP-Provisions (BBSC, 2000) se proponen especificaciones normativas a título tentativo en un Apéndice, ante la carencia de consenso actual respecto al control de desplazamientos y a la relación entre las fuerzas de diseño y las obtenidas en el análisis. Sin embargo, es previsible que, añadiendo una serie de controles adecuados, este método resulte idóneo y práctico para el análisis de las estructuras con sistemas de reducción de la respuesta sísmica, tales como sistemas de aislamiento o sistemas con amortiguadores.

## CAPÍTULO C-10

### CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS

#### C-10.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES TOTALES

Para los métodos de análisis dados en los Artículos 9.3 a 9.7, el desplazamiento lateral total del nivel  $i$ ,  $\Delta_i$ , en cada plano resistente (pórticos, muros, etc.) se calculará mayorando el desplazamiento elástico  $\Delta_{ei}$  por  $0.8 R$ ; los desplazamientos elásticos incluyen los efectos traslacionales, de torsión en planta y  $P-\Delta$ .

Los valores de  $R$  son los factores de reducción  $R$  dados en la Tabla 6.4. Con el factor  $0.8$  se acepta que parte de la reducción, en término medio un  $20\%$ , son efectos de sobrerresistencia.

#### C-10.2 VALORES LÍMITES

En el diseño, se debe garantizar no tan sólo que la edificación resista los efectos de las acciones sísmicas, sino también limitar los daños en los elementos no estructurales, escaleras, juntas y otros elementos, como consecuencia de desplazamientos laterales excesivos. Los límites establecidos para los desplazamientos están fundamentalmente orientados a reducir los daños excesivos. En opinión de la Comisión, los valores dados en la Tabla 10.1 reflejan el estado actual de conocimientos tomando en cuenta los objetivos del control de los desplazamientos, tanto para la protección de vidas, como para el control de daños.

Otras de las razones para limitar los desplazamientos entre niveles, es la de minimizar que se excedan las capacidades de deformación inelástica de los miembros, asociadas al detallado usual de refuerzos (ICBO, 1997; FEMA, 1997a).

La experiencia demuestra la necesidad de distinguir los elementos susceptibles de sufrir daños por deformaciones importantes de la estructura, de aquellos que no lo son. Pertenecen al primer grupo los tabiques divisorios de comportamiento frágil unidos a la estructura y al segundo grupo elementos de cerramiento muy flexibles o aquellos debidamente separados de la estructura.

Nótese que en la Tabla 10.1, los límites impuestos a las edificaciones de mayor importancia, es decir Grupos A y B1, son algo más estrictos que para los del Grupo B2. Esto, unido a los coeficientes de uso  $\alpha$  dados en la Sección 6.1.3, persigue reducir substancialmente los daños esperados en los elementos no estructurales de las edificaciones del Grupo A y B1 bajo la acción de sismos severos.

Los límites dados en la Tabla 10.1 deben satisfacerse en cada piso. Es decir, no deben excederse en ningún piso aún cuando el desplazamiento relativo en otros pisos pueda haber resultado muy por debajo del valor límite.

### **C-10.3 SEPARACIONES MÍNIMAS**

El propósito de normar separaciones mínimas entre edificaciones es permitir a dos construcciones adyacentes, o a sus partes, una respuesta dinámica independiente. Por tanto, la separación debe ser adecuada para evitar el choque durante la ocurrencia de los sismos diseño, con lo cual se evitan interferencias en la respuesta y la posible acción destructora entre edificaciones. Por ejemplo, en el terremoto de México (1985) varios edificios, bien diseñados en otros aspectos, sufrieron graves daños e incluso colapsos de entrepisos por "golpeteo" con edificios adyacentes (Bertero, 1989).

Las separaciones mínimas exigidas en la Sección 10.3.1 se refieren al lindero y están calculadas a partir del nivel de base. La fórmula (10.4) reconoce que las deformaciones inelásticas no tienen por qué alcanzar el valor máximo simultáneamente en todos los niveles de una edificación y el límite inferior conduce a separaciones representativas de la aplicación de la fórmula (10.4) para edificaciones Tipo I, diseñadas con el Nivel de Diseño 3.

En la Sección 10.3.2 se establece un criterio para definir la separación entre dos edificaciones colindantes. En su determinación se ha utilizado el mismo criterio de superposición de máximos para el cálculo de las fuerzas cortantes de diseño dado en la Sección 9.4.5. En los comentarios del (ATC, 1978) se recomienda que la separación sea igual a la suma de los desplazamientos laterales totales de las dos edificaciones. Este criterio parece ser excesivamente conservador, pues presupone la simultaneidad de ocurrencia de los desplazamientos laterales totales calculados, en sentido opuestos.

Cuando se construya una nueva edificación adyacente a otra que no satisfice los límites establecidos en la Sección 10.3.2, es necesario hacer consideraciones especiales propias de cada situación. En particular y para el caso de edificaciones con una configuración en planta irregular en las cuales la predicción de su respuesta como unidad no sea confiable, se recomienda disponer juntas y definir unidades cuya respuesta sea predecible. En estos casos la Norma exige que la verificación de que la interacción no dé lugar a efectos desfavorables.

La experiencia durante terremotos recientes, revela que las estructuras adosadas han tenido un buen comportamiento cuando las losas están a un mismo nivel. Por esta razón en la Sección 10.3.3 se autoriza que dos edificaciones adyacentes puedan quedar adosadas, siempre que se respeten los requisitos allí indicados. Al respecto, un requisito mínimo a cumplir sería el de que los edificios adosados tengan periodos de vibración semejantes.

## **CAPÍTULO C-11**

### **FUNDACIONES, MUROS DE SOSTENIMIENTO Y TERRENOS EN PENDIENTE**

#### **C-11.1 VALIDÉZ Y ALCANCE**

En este Capítulo se indican los requisitos mínimos que deben cumplirse para el diseño sismorresistente de las fundaciones de edificaciones y de los muros de sostenimiento que formen parte de ellas o que pudiesen comprometer su seguridad por ser aledaños a las mismas. De la misma manera, se incluyen los análisis necesarios para los terrenos inclinados, los cuales incluyen: i) las pendientes suaves y ii) los taludes, tanto naturales como los que resultasen de operaciones de movimiento de tierra tales como terraceos, rellenos y cortes, cuya inestabilidad ponga en peligro la seguridad de las edificaciones.

Se presupone que se satisfacen todos los requisitos básicos para transferir al suelo, con un nivel de seguridad adecuado, las cargas verticales y horizontales de la edificación que no provengan de los efectos sísmicos.

#### **C-11.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS**

##### **C-11.2.1 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS**

Para la correcta aplicación de las disposiciones indicadas en esta Sección, es necesario disponer de estudios geotécnicos suficientemente completos y confiables, que permitan establecer los valores adecuados de los parámetros geotécnicos requeridos.

En este sentido, deben tomarse en cuenta las posibles alteraciones que pueden sufrir las propiedades del suelo como consecuencia de la acción cíclica del sismo, lo cual incluye el posible efecto de degradación de la resistencia al corte. Esto es de suma importancia para la verificación de la seguridad de la estructura una vez finalizado el terremoto, la cual no está garantizada con el análisis que considera las acciones sísmicas. Esta es la denominada verificación postsísmica.

Con la finalidad de establecer parámetros geotécnicos confiables, se debe tomar en consideración lo siguiente: a) algunas propiedades del suelo dependen del nivel de esfuerzos, b) se debe realizar una cantidad suficiente de ensayos para determinar la variación de los parámetros geotécnicos y c) en ocasiones se debe complementar el juicio y la experiencia personal, con referencias de casos reales presentados en la literatura.

La investigación geotécnica debe recopilar también información sobre topografía, hidrogeología, geología, datos disponibles sobre zonas vecinas, fotografías aéreas y cualquier otra que se considere relevante. Dicha investigación debe orientarse hacia la determinación de la estratigrafía, las propiedades de resistencia, los patrones de deformación, la permeabilidad y la distribución de la presión del agua intersticial o de poros.

El alcance de la exploración del subsuelo para definir los parámetros geotécnicos debe tomar en consideración las características e importancia de la estructura por construir. El número y la distancia entre las perforaciones deben seleccionarse de acuerdo con la información geológica y el tamaño del área. Las perforaciones deben incluir las unidades litológicas que tengan influencia en el comportamiento de la estructura. Los ensayos de laboratorio y de campo deben realizarse de acuerdo con metodologías normalizadas y reconocidas internacionalmente.

En general, para la determinación de la resistencia al corte no drenada de los suelos se pueden realizar ensayos de corte triaxial o simple directo, no drenados, con medición de presión de poros, de acuerdo con las normas ASTM D4767 y ASTM D3080, respectivamente.

La ejecución del ensayo de penetración normal (SPT) para evaluar el potencial de licuación de suelos no cohesivos debe realizarse siguiendo las especificaciones de la Norma ASTM D1586. El número de golpes se corregirá por confinamiento y por energía del martillo. (Alviar y Penela, 1986).

Para la determinación de la resistencia al corte no drenada de los suelos cohesivos blandos, se pueden realizar ensayos de veleta, bien sea directamente en el sitio o con muestras en el laboratorio. Las mismas se ejecutarán de acuerdo con los procedimientos dados en las normas ASTM D2573 y ASTM D4648, vigentes.

De la misma manera se puede ejecutar el ensayo en sitio denominado "cono holandés" para evaluar la resistencia pico de los suelos cohesivos, siempre y cuando se realice de acuerdo con la Norma ASTM D3441.

#### **LICUACIÓN DE SUELOS**

Los suelos no cohesivos saturados sometidos a sollicitaciones cíclicas pueden perder súbitamente la resistencia al corte, lo cual se denomina "fallo de flujo" por licuación. Dicho fenómeno, en general, depende de los siguientes aspectos (Baziar y Dobry, 1995; Kramer, 1996):

- La relación de vacíos.
- La presión de confinamiento.
- La magnitud de los esfuerzos y/o deformaciones cíclicas.
- El número de ciclos de esfuerzos inducidos por el sismo.

No obstante, la resistencia residual no drenada de un suelo no cohesivo está controlada, en la mayoría de los casos, por la relación de vacíos y la presión de confinamiento.

Los siguientes criterios desarrollados en China y modificados por el U.S. Army Corps of Engineers pueden ser aplicados para definir la susceptibilidad de perder la

resistencia al corte por fenómenos similares a licuación en suelos de grano fino (Kramer, 1996).

PARÁMETROS	CRITERIOS	
	China, (FEMA, 97)	U.S. ARMY
Fración más fina que 0.005 mm	≤ 15 %	≤ 10 %
Límite líquido, $w_l$	≤ 35 %	≤ 36 %
Contenido de humedad natural, $w_n$	≥ 0.9 $w_l$	≥ 0.92 $w_l$
Índice de liquidez, LI	< 0.75	≤ 0.75

Deben considerarse como potencialmente licuables las arenas o limos no plásticos por debajo del nivel freático con resistencia a la penetración SPT,  $N_1(60) \leq 15$  golpes/pie hasta 15 m de profundidad. En particular si estos suelos están en depósitos jóvenes como zonas deltáicas o rellenos hidráulicos. Por el contrario, se consideran suelos poco susceptibles a licuar aquellos suelos no cohesivos que tengan  $N_1(60) > 15$  golpes/pie o que sean sobreconsolidados o cementados.

La susceptibilidad a la licuación también baja con el contenido de finos plásticos, tal que si este último es mayor que 35% es muy poco probable que ocurra la licuación. El índice de plasticidad también influye en la susceptibilidad a la licuación de acuerdo con las siguientes expresiones (Kramer, 1996):

$$F = 1$$

$$F = 1.0 + 0.022 (IP - 10)$$

$$\text{si } IP \leq 10$$

$$\text{si } IP > 10$$

donde:

F es un factor que afecta la resistencia cíclica, comúnmente denominado CSR.

La rigidez de los suelos se degrada con el nivel de la deformación cortante sin exhibir pérdida en la resistencia al corte. Sin embargo, para los suelos no cohesivos con comportamiento contractivo y para las arcillas sensibles es posible que ocurra una reducción repentina de la resistencia al corte, lo cual produce a su vez una reducción súbita de la rigidez.

Existen algunas correlaciones, basadas en ensayos de laboratorio y pruebas a escala en centrífuga, entre la resistencia al corte no drenada degradada ( $S_{us}$ ) y el esfuerzo efectivo confinante ( $\sigma'_{v_0}$ ) que indican que la razón entre ambos ( $S_{us}/\sigma'_{v_0}$ ) es aproximadamente igual a 0.12 (Baziar y Dobry, 1995). No obstante, también se ha observado que ese valor depende de otras condiciones geotécnicas como el tipo de suelo, la relación de vacíos y los niveles de esfuerzos confinantes (Kramer, 1996). Otros autores han encontrado que resulta muy útil establecer correlaciones entre la resistencia al corte no drenada de las arenas con otros parámetros como la resistencia a la penetración normal o del cono, a veces con base en casos históricos (Kramer, 1996).

De allí que, cuando se verifique la presencia de suelos licuables sobre los cuales se desee fundar, se requiere un estudio especial, para definir las características del proceso de generación de presiones de poros y la resistencia degradada de los suelos no cohesivos. En caso de que se decida mejorar el suelo, se debe verificar que el mismo no licuará bajo las nuevas condiciones.

#### PARÁMETROS PARA EL CASO POSTSÍSMICO

En ocasiones, la resistencia al corte de un suelo cohesivo saturado se reduce luego de que el mismo es sometido a procesos de carga cíclicos. La degradación depende principalmente de la sensibilidad del suelo, definida como el cociente entre las resistencias al corte no drenadas pico y la residual. Para los suelos cohesivos sensibles, la degradación puede conducir a que, después de la carga, el suelo sólo sea capaz de desarrollar la resistencia residual. A manera de guía, en la Tabla C-11.1. se muestra una clasificación de los suelos de acuerdo con la sensibilidad.

**TABLA C-11.1**

#### **VALORES COMUNES DE SENSIBILIDAD ( $S_e$ ) PARA SUELOS COHESIVOS**

SENSIBILIDAD	DESCRIPCIÓN
$S_e \leq 2$	Poco sensible
$2 < S_e \leq 4$	Moderadamente sensible
$4 < S_e \leq 8$	Muy sensible
$S_e > 8$	Altamente sensible

donde:

- $S_e$  = Sensibilidad ( $S_{u\text{ pico}}/S_{u\text{ res}}$ );
- $S_{u\text{ pico}}$  = Resistencia pico al corte no drenado;
- $S_{u\text{ res}}$  = Resistencia residual al corte no drenado.

En el estudio geotécnico se debe definir la sensibilidad del suelo y, en función de la misma, establecer los ensayos de laboratorio o de campo apropiados para seleccionar los parámetros de resistencia al corte a utilizar en el análisis postsísmico.

Cuando la sensibilidad del suelo cohesivo sea mayor que 2 se requieren obligatoriamente ensayos de laboratorio para definir si ocurre la degradación de la resistencia pico a causa de la carga cíclica. De lo contrario, se debe utilizar la resistencia residual en el análisis postsísmico. Preferiblemente, los ensayos de laboratorio para estos suelos deberán consistir de una fase cíclica seguida de otra monotónica hasta la falla de la muestra. La resistencia pico así obtenida debe ser comparada con la de ensayos monotónicos sin la fase cíclica y establecer el porcentaje de degradación comparando las

## CAPÍTULO C-10

### CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS

#### C-10.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES TOTALES

Para los métodos de análisis dados en los Artículos 9.3 a 9.7, el desplazamiento lateral total del nivel  $i$ ,  $\Delta_i$ , en cada plano resistente (pórticos, muros, etc.) se calculará mayorando el desplazamiento elástico  $\Delta_{ei}$  por  $0.8 R$ ; los desplazamientos elásticos incluyen los efectos traslacionales, de torsión en planta y  $P-\Delta$ .

Los valores de  $R$  son los factores de reducción  $R$  dados en la Tabla 6.4. Con el factor  $0.8$  se acepta que parte de la reducción, en término medio un  $20\%$ , son efectos de sobrerresistencia.

#### C-10.2 VALORES LÍMITES

En el diseño, se debe garantizar no tan sólo que la edificación resista los efectos de las acciones sísmicas, sino también limitar los daños en los elementos no estructurales, escaleras, juntas y otros elementos, como consecuencia de desplazamientos laterales excesivos. Los límites establecidos para los desplazamientos están fundamentalmente orientados a reducir los daños excesivos. En opinión de la Comisión, los valores dados en la Tabla 10.1 reflejan el estado actual de conocimientos tomando en cuenta los objetivos del control de los desplazamientos, tanto para la protección de vidas, como para el control de daños.

Otras de las razones para limitar los desplazamientos entre niveles, es la de minimizar que se excedan las capacidades de deformación inelástica de los miembros, asociadas al detallado usual de refuerzos (ICBO, 1997; FEMA, 1997a).

La experiencia demuestra la necesidad de distinguir los elementos susceptibles de sufrir daños por deformaciones importantes de la estructura, de aquellos que no lo son. Pertenecen al primer grupo los tabiques divisorios de comportamiento frágil unidos a la estructura y al segundo grupo elementos de cerramiento muy flexibles o aquellos debidamente separados de la estructura.

Nótese que en la Tabla 10.1, los límites impuestos a las edificaciones de mayor importancia, es decir Grupos A y B1, son algo más estrictos que para los del Grupo B2. Esto, unido a los coeficientes de uso  $\alpha$  dados en la Sección 6.1.3, persigue reducir substancialmente los daños esperados en los elementos no estructurales de las edificaciones del Grupo A y B1 bajo la acción de sismos severos.

Los límites dados en la Tabla 10.1 deben satisfacerse en cada piso. Es decir, no deben excederse en ningún piso aún cuando el desplazamiento relativo en otros pisos pueda haber resultado muy por debajo del valor límite.

### **C-10.3 SEPARACIONES MÍNIMAS**

El propósito de normar separaciones mínimas entre edificaciones es permitir a dos construcciones adyacentes, o a sus partes, una respuesta dinámica independiente. Por tanto, la separación debe ser adecuada para evitar el choque durante la ocurrencia de los sismos diseño, con lo cual se evitan interferencias en la respuesta y la posible acción destructora entre edificaciones. Por ejemplo, en el terremoto de México (1985) varios edificios, bien diseñados en otros aspectos, sufrieron graves daños e incluso colapsos de entrepisos por "golpeteo" con edificios adyacentes (Bertero, 1989).

Las separaciones mínimas exigidas en la Sección 10.3.1 se refieren al lindero y están calculadas a partir del nivel de base. La fórmula (10.4) reconoce que las deformaciones inelásticas no tienen por qué alcanzar el valor máximo simultáneamente en todos los niveles de una edificación y el límite inferior conduce a separaciones representativas de la aplicación de la fórmula (10.4) para edificaciones Tipo I, diseñadas con el Nivel de Diseño 3.

En la Sección 10.3.2 se establece un criterio para definir la separación entre dos edificaciones colindantes. En su determinación se ha utilizado el mismo criterio de superposición de máximos para el cálculo de las fuerzas cortantes de diseño dado en la Sección 9.4.5. En los comentarios del (ATC, 1978) se recomienda que la separación sea igual a la suma de los desplazamientos laterales totales de las dos edificaciones. Este criterio parece ser excesivamente conservador, pues presupone la simultaneidad de ocurrencia de los desplazamientos laterales totales calculados, en sentido opuestos.

Cuando se construya una nueva edificación adyacente a otra que no satisface los límites establecidos en la Sección 10.3.2, es necesario hacer consideraciones especiales propias de cada situación. En particular y para el caso de edificaciones con una configuración en planta irregular en las cuales la predicción de su respuesta como unidad no sea confiable, se recomienda disponer juntas y definir unidades cuya respuesta sea predecible. En estos casos la Norma exige que la verificación de que la interacción no dé lugar a efectos desfavorables.

La experiencia durante terremotos recientes, revela que las estructuras adosadas han tenido un buen comportamiento cuando las losas están a un mismo nivel. Por esta razón en la Sección 10.3.3 se autoriza que dos edificaciones adyacentes puedan quedar adosadas, siempre que se respeten los requisitos allí indicados. Al respecto, un requisito mínimo a cumplir sería el de que los edificios adosados tengan periodos de vibración semejantes.

## **CAPÍTULO C-11**

### **FUNDACIONES, MUROS DE SOSTENIMIENTO Y TERRENOS EN PENDIENTE**

#### **C-11.1 VALIDÉZ Y ALCANCE**

En este Capítulo se indican los requisitos mínimos que deben cumplirse para el diseño sismorresistente de las fundaciones de edificaciones y de los muros de sostenimiento que formen parte de ellas o que pudiesen comprometer su seguridad por ser aledaños a las mismas. De la misma manera, se incluyen los análisis necesarios para los terrenos inclinados, los cuales incluyen: i) las pendientes suaves y ii) los taludes, tanto naturales como los que resultasen de operaciones de movimiento de tierra tales como terraceos, rellenos y cortes, cuya inestabilidad ponga en peligro la seguridad de las edificaciones.

Se presupone que se satisfacen todos los requisitos básicos para transferir al suelo, con un nivel de seguridad adecuado, las cargas verticales y horizontales de la edificación que no provengan de los efectos sísmicos.

#### **C-11.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS**

##### **C-11.2.1 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS**

Para la correcta aplicación de las disposiciones indicadas en esta Sección, es necesario disponer de estudios geotécnicos suficientemente completos y confiables, que permitan establecer los valores adecuados de los parámetros geotécnicos requeridos.

En este sentido, deben tomarse en cuenta las posibles alteraciones que pueden sufrir las propiedades del suelo como consecuencia de la acción cíclica del sismo, lo cual incluye el posible efecto de degradación de la resistencia al corte. Esto es de suma importancia para la verificación de la seguridad de la estructura una vez finalizado el terremoto, la cual no está garantizada con el análisis que considera las acciones sísmicas. Esta es la denominada verificación postsísmica.

Con la finalidad de establecer parámetros geotécnicos confiables, se debe tomar en consideración lo siguiente: a) algunas propiedades del suelo dependen del nivel de esfuerzos, b) se debe realizar una cantidad suficiente de ensayos para determinar la variación de los parámetros geotécnicos y c) en ocasiones se debe complementar el juicio y la experiencia personal, con referencias de casos reales presentados en la literatura.

La investigación geotécnica debe recopilar también información sobre topografía, hidrogeología, geología, datos disponibles sobre zonas vecinas, fotografías aéreas y cualquier otra que se considere relevante. Dicha investigación debe orientarse hacia la determinación de la estratigrafía, las propiedades de resistencia, los patrones de deformación, la permeabilidad y la distribución de la presión del agua intersticial o de poros.

El alcance de la exploración del subsuelo para definir los parámetros geotécnicos debe tomar en consideración las características e importancia de la estructura por construir. El número y la distancia entre las perforaciones deben seleccionarse de acuerdo con la información geológica y el tamaño del área. Las perforaciones deben incluir las unidades litológicas que tengan influencia en el comportamiento de la estructura. Los ensayos de laboratorio y de campo deben realizarse de acuerdo con metodologías normalizadas y reconocidas internacionalmente.

En general, para la determinación de la resistencia al corte no drenada de los suelos se pueden realizar ensayos de corte triaxial o simple directo, no drenados, con medición de presión de poros, de acuerdo con las normas ASTM D4767 y ASTM D3080, respectivamente.

La ejecución del ensayo de penetración normal (SPT) para evaluar el potencial de licuación de suelos no cohesivos debe realizarse siguiendo las especificaciones de la Norma ASTM D1586. El número de golpes se corregirá por confinamiento y por energía del martillo. (Alviar y Penela, 1986).

Para la determinación de la resistencia al corte no drenada de los suelos cohesivos blandos, se pueden realizar ensayos de veleta, bien sea directamente en el sitio o con muestras en el laboratorio. Las mismas se ejecutarán de acuerdo con los procedimientos dados en las normas ASTM D2573 y ASTM D4648, vigentes.

De la misma manera se puede ejecutar el ensayo en sitio denominado "cono holandés" para evaluar la resistencia pico de los suelos cohesivos, siempre y cuando se realice de acuerdo con la Norma ASTM D3441.

## **LICUACIÓN DE SUELOS**

Los suelos no cohesivos saturados sometidos a sollicitaciones cíclicas pueden perder súbitamente la resistencia al corte, lo cual se denomina "falla de flujo" por licuación. Dicho fenómeno, en general, depende de los siguientes aspectos (Baziar y Dobry, 1995; Kramer, 1996):

- La relación de vacíos.
- La presión de confinamiento.
- La magnitud de los esfuerzos y/o deformaciones cíclicas.
- El número de ciclos de esfuerzos inducidos por el sismo.

No obstante, la resistencia residual no drenada de un suelo no cohesivo está controlada, en la mayoría de los casos, por la relación de vacíos y la presión de confinamiento.

Los siguientes criterios desarrollados en China y modificados por el U.S. Army Corps of Engineers pueden ser aplicados para definir la susceptibilidad de perder la

resistencia al corte por fenómenos similares a licuación en suelos de grano fino (Kramer, 1996).

PARÁMETROS	CRITERIOS	
	China, (FEMA, 97)	U.S. ARMY
Fración más fina que 0.005 mm	$\leq 15 \%$	$\leq 10 \%$
Límite líquido, $w_l$	$\leq 35 \%$	$\leq 36 \%$
Contenido de humedad natural, $w_n$	$\geq 0.9 w_l$	$\geq 0.92 w_l$
Índice de liquidez, $LI$	$< 0.75$	$\leq 0.75$

Deben considerarse como potencialmente licuables las arenas o limos no plásticos por debajo del nivel freático con resistencia a la penetración SPT,  $N1(60) \leq 15$  golpes/pie hasta 15 m de profundidad. En particular si estos suelos están en depósitos jóvenes como zonas deltáicas o rellenos hidráulicos. Por el contrario, se consideran suelos poco susceptibles a licuar aquellos suelos no cohesivos que tengan  $N1(60) > 15$  golpes/pie o que sean sobreconsolidados o cementados.

La susceptibilidad a la licuación también baja con el contenido de finos plásticos, tal que si este último es mayor que 35% es muy poco probable que ocurra la licuación. El índice de plasticidad también influye en la susceptibilidad a la licuación de acuerdo con las siguientes expresiones (Kramer, 1996):

$$F = 1 \quad \text{si } IP \leq 10$$

$$F = 1.0 + 0,022 (IP-10) \quad \text{si } IP > 10$$

donde:

F es un factor que afecta la resistencia cíclica, comúnmente denominado CSR.

La rigidez de los suelos se degrada con el nivel de la deformación cortante sin exhibir pérdida en la resistencia al corte. Sin embargo, para los suelos no cohesivos con comportamiento contractivo y para las arcillas sensibles es posible que ocurra una reducción repentina de la resistencia al corte, lo cual produce a su vez una reducción súbita de la rigidez.

Existen algunas correlaciones, basadas en ensayos de laboratorio y pruebas a escala en centrífuga, entre la resistencia al corte no drenada degradada ( $S_{us}$ ) y el esfuerzo efectivo confinante ( $\sigma'_{v_0}$ ) que indican que la razón entre ambos ( $S_{us}/\sigma'_{v_0}$ ) es aproximadamente igual a 0.12 (Baziar y Dobry, 1995). No obstante, también se ha observado que ese valor depende de otras condiciones geotécnicas como el tipo de suelo, la relación de vacíos y los niveles de esfuerzos confinantes (Kramer, 1996). Otros autores han encontrado que resulta muy útil establecer correlaciones entre la resistencia al corte no drenada de las arenas con otros parámetros como la resistencia a la penetración normal o del cono, a veces con base en casos históricos (Kramer, 1996).

De allí que, cuando se verifique la presencia de suelos licuables sobre los cuales se desee fundar, se requiere un estudio especial, para definir las características del proceso de generación de presiones de poros y la resistencia degradada de los suelos no cohesivos. En caso de que se decida mejorar el suelo, se debe verificar que el mismo no licuará bajo las nuevas condiciones.

**PARÁMETROS PARA EL CASO POSTSÍSMICO**

En ocasiones, la resistencia al corte de un suelo cohesivo saturado se reduce luego de que el mismo es sometido a procesos de carga cíclicos. La degradación depende principalmente de la sensibilidad del suelo, definida como el cociente entre las resistencias al corte no drenadas pico y la residual. Para los suelos cohesivos sensibles, la degradación puede conducir a que, después de la carga, el suelo sólo sea capaz de desarrollar la resistencia residual. A manera de guía, en la Tabla C-11.1. se muestra una clasificación de los suelos de acuerdo con la sensibilidad.

**TABLA C-11.1**

**VALORES COMUNES DE SENSIBILIDAD (Se)  
PARA SUELOS COHESIVOS**

SENSIBILIDAD	DESCRIPCIÓN
$Se \leq 2$	Poco sensible
$2 < Se \leq 4$	Moderadamente sensible
$4 < Se \leq 8$	Muy sensible
$Se > 8$	Altamente sensible

donde:

- Se = Sensibilidad ( $Su_{pico}/Su_{res}$ );
- $Su_{pico}$  = Resistencia pico al corte no drenado;
- $Su_{res}$  = Resistencia residual al corte no drenado.

En el estudio geotécnico se debe definir la sensibilidad del suelo y, en función de la misma, establecer los ensayos de laboratorio o de campo apropiados para seleccionar los parámetros de resistencia al corte a utilizar en el análisis postsísmico.

Cuando la sensibilidad del suelo cohesivo sea mayor que 2 se requieren obligatoriamente ensayos de laboratorio para definir si ocurre la degradación de la resistencia pico a causa de la carga cíclica. De lo contrario, se debe utilizar la resistencia residual en el análisis postsísmico. Preferiblemente, los ensayos de laboratorio para estos suelos deberán consistir de una fase cíclica seguida de otra monotónica hasta la falla de la muestra. La resistencia pico así obtenida debe ser comparada con la de ensayos monotónicos sin la fase cíclica y establecer el porcentaje de degradación comparando las

## CAPÍTULO C-10

### CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS

#### C-10.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES TOTALES

Para los métodos de análisis dados en los Artículos 9.3 a 9.7, el desplazamiento lateral total del nivel  $i$ ,  $\Delta_i$ , en cada plano resistente (pórticos, muros, etc.) se calculará mayorando el desplazamiento elástico  $\Delta_{ei}$  por  $0.8 R$ ; los desplazamientos elásticos incluyen los efectos traslacionales, de torsión en planta y  $P-\Delta$ .

Los valores de  $R$  son los factores de reducción  $R$  dados en la Tabla 6.4. Con el factor  $0.8$  se acepta que parte de la reducción, en término medio un  $20\%$ , son efectos de sobrerresistencia.

#### C-10.2 VALORES LÍMITES

En el diseño, se debe garantizar no tan sólo que la edificación resista los efectos de las acciones sísmicas, sino también limitar los daños en los elementos no estructurales, escaleras, juntas y otros elementos, como consecuencia de desplazamientos laterales excesivos. Los límites establecidos para los desplazamientos están fundamentalmente orientados a reducir los daños excesivos. En opinión de la Comisión, los valores dados en la Tabla 10.1 reflejan el estado actual de conocimientos tomando en cuenta los objetivos del control de los desplazamientos, tanto para la protección de vidas, como para el control de daños.

Otras de las razones para limitar los desplazamientos entre niveles, es la de minimizar que se excedan las capacidades de deformación inelástica de los miembros, asociadas al detallado usual de refuerzos (ICBO, 1997; FEMA, 1997a).

La experiencia demuestra la necesidad de distinguir los elementos susceptibles de sufrir daños por deformaciones importantes de la estructura, de aquellos que no lo son. Pertenecen al primer grupo los tabiques divisorios de comportamiento frágil unidos a la estructura y al segundo grupo elementos de cerramiento muy flexibles o aquellos debidamente separados de la estructura.

Nótese que en la Tabla 10.1, los límites impuestos a las edificaciones de mayor importancia, es decir Grupos A y B1, son algo más estrictos que para los del Grupo B2. Esto, unido a los coeficientes de uso  $\alpha$  dados en la Sección 6.1.3, persigue reducir substancialmente los daños esperados en los elementos no estructurales de las edificaciones del Grupo A y B1 bajo la acción de sismos severos.

Los límites dados en la Tabla 10.1 deben satisfacerse en cada piso. Es decir, no deben excederse en ningún piso aún cuando el desplazamiento relativo en otros pisos pueda haber resultado muy por debajo del valor límite.

### **C-10.3 SEPARACIONES MÍNIMAS**

El propósito de normar separaciones mínimas entre edificaciones es permitir a dos construcciones adyacentes, o a sus partes, una respuesta dinámica independiente. Por tanto, la separación debe ser adecuada para evitar el choque durante la ocurrencia de los sismos diseño, con lo cual se evitan interferencias en la respuesta y la posible acción destructora entre edificaciones. Por ejemplo, en el terremoto de México (1985) varios edificios, bien diseñados en otros aspectos, sufrieron graves daños e incluso colapsos de entrepisos por "golpeteo" con edificios adyacentes (Bertero, 1989).

Las separaciones mínimas exigidas en la Sección 10.3.1 se refieren al lindero y están calculadas a partir del nivel de base. La fórmula (10.4) reconoce que las deformaciones inelásticas no tienen por qué alcanzar el valor máximo simultáneamente en todos los niveles de una edificación y el límite inferior conduce a separaciones representativas de la aplicación de la fórmula (10.4) para edificaciones Tipo I, diseñadas con el Nivel de Diseño 3.

En la Sección 10.3.2 se establece un criterio para definir la separación entre dos edificaciones colindantes. En su determinación se ha utilizado el mismo criterio de superposición de máximos para el cálculo de las fuerzas cortantes de diseño dado en la Sección 9.4.5. En los comentarios del (ATC, 1978) se recomienda que la separación sea igual a la suma de los desplazamientos laterales totales de las dos edificaciones. Este criterio parece ser excesivamente conservador, pues presupone la simultaneidad de ocurrencia de los desplazamientos laterales totales calculados, en sentido opuestos.

Cuando se construya una nueva edificación adyacente a otra que no satisface los límites establecidos en la Sección 10.3.2, es necesario hacer consideraciones especiales propias de cada situación. En particular y para el caso de edificaciones con una configuración en planta irregular en las cuales la predicción de su respuesta como unidad no sea confiable, se recomienda disponer juntas y definir unidades cuya respuesta sea predecible. En estos casos la Norma exige que la verificación de que la interacción no dé lugar a efectos desfavorables.

La experiencia durante terremotos recientes, revela que las estructuras adosadas han tenido un buen comportamiento cuando las losas están a un mismo nivel. Por esta razón en la Sección 10.3.3 se autoriza que dos edificaciones adyacentes puedan quedar adosadas, siempre que se respeten los requisitos allí indicados. Al respecto, un requisito mínimo a cumplir sería el de que los edificios adosados tengan periodos de vibración semejantes.

## **CAPÍTULO C-11**

### **FUNDACIONES, MUROS DE SOSTENIMIENTO Y TERRENOS EN PENDIENTE**

#### **C-11.1 VALIDÉZ Y ALCANCE**

En este Capítulo se indican los requisitos mínimos que deben cumplirse para el diseño sismorresistente de las fundaciones de edificaciones y de los muros de sostenimiento que formen parte de ellas o que pudiesen comprometer su seguridad por ser aledaños a las mismas. De la misma manera, se incluyen los análisis necesarios para los terrenos inclinados, los cuales incluyen: i) las pendientes suaves y ii) los taludes, tanto naturales como los que resultasen de operaciones de movimiento de tierra tales como terraceos, rellenos y cortes, cuya inestabilidad ponga en peligro la seguridad de las edificaciones.

Se presupone que se satisfacen todos los requisitos básicos para transferir al suelo, con un nivel de seguridad adecuado, las cargas verticales y horizontales de la edificación que no provengan de los efectos sísmicos.

#### **C-11.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS**

##### **C-11.2.1 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS**

Para la correcta aplicación de las disposiciones indicadas en esta Sección, es necesario disponer de estudios geotécnicos suficientemente completos y confiables, que permitan establecer los valores adecuados de los parámetros geotécnicos requeridos.

En este sentido, deben tomarse en cuenta las posibles alteraciones que pueden sufrir las propiedades del suelo como consecuencia de la acción cíclica del sismo, lo cual incluye el posible efecto de degradación de la resistencia al corte. Esto es de suma importancia para la verificación de la seguridad de la estructura una vez finalizado el terremoto, la cual no está garantizada con el análisis que considera las acciones sísmicas. Esta es la denominada verificación postsísmica.

Con la finalidad de establecer parámetros geotécnicos confiables, se debe tomar en consideración lo siguiente: a) algunas propiedades del suelo dependen del nivel de esfuerzos, b) se debe realizar una cantidad suficiente de ensayos para determinar la variación de los parámetros geotécnicos y c) en ocasiones se debe complementar el juicio y la experiencia personal, con referencias de casos reales presentados en la literatura.

La investigación geotécnica debe recopilar también información sobre topografía, hidrogeología, geología, datos disponibles sobre zonas vecinas, fotografías aéreas y cualquier otra que se considere relevante. Dicha investigación debe orientarse hacia la determinación de la estratigrafía, las propiedades de resistencia, los patrones de deformación, la permeabilidad y la distribución de la presión del agua intersticial o de poros.

El alcance de la exploración del subsuelo para definir los parámetros geotécnicos debe tomar en consideración las características e importancia de la estructura por construir. El número y la distancia entre las perforaciones deben seleccionarse de acuerdo con la información geológica y el tamaño del área. Las perforaciones deben incluir las unidades litológicas que tengan influencia en el comportamiento de la estructura. Los ensayos de laboratorio y de campo deben realizarse de acuerdo con metodologías normalizadas y reconocidas internacionalmente.

En general, para la determinación de la resistencia al corte no drenada de los suelos se pueden realizar ensayos de corte triaxial o simple directo, no drenados, con medición de presión de poros, de acuerdo con las normas ASTM D4767 y ASTM D3080, respectivamente.

La ejecución del ensayo de penetración normal (SPT) para evaluar el potencial de licuación de suelos no cohesivos debe realizarse siguiendo las especificaciones de la Norma ASTM D1586. El número de golpes se corregirá por confinamiento y por energía del martillo. (Alviar y Penela, 1986).

Para la determinación de la resistencia al corte no drenada de los suelos cohesivos blandos, se pueden realizar ensayos de veleta, bien sea directamente en el sitio o con muestras en el laboratorio. Las mismas se ejecutarán de acuerdo con los procedimientos dados en las normas ASTM D2573 y ASTM D4648, vigentes.

De la misma manera se puede ejecutar el ensayo en sitio denominado "cono holandés" para evaluar la resistencia pico de los suelos cohesivos, siempre y cuando se realice de acuerdo con la Norma ASTM D3441.

## **LICUACIÓN DE SUELOS**

Los suelos no cohesivos saturados sometidos a sollicitaciones cíclicas pueden perder súbitamente la resistencia al corte, lo cual se denomina "falla de flujo" por licuación. Dicho fenómeno, en general, depende de los siguientes aspectos (Baziar y Dobry, 1995; Kramer, 1996):

- La relación de vacíos.
- La presión de confinamiento.
- La magnitud de los esfuerzos y/o deformaciones cíclicas.
- El número de ciclos de esfuerzos inducidos por el sismo.

No obstante, la resistencia residual no drenada de un suelo no cohesivo está controlada, en la mayoría de los casos, por la relación de vacíos y la presión de confinamiento.

Los siguientes criterios desarrollados en China y modificados por el U.S. Army Corps of Engineers pueden ser aplicados para definir la susceptibilidad de perder la

resistencia al corte por fenómenos similares a licuación en suelos de grano fino (Kramer, 1996).

PARÁMETROS	CRITERIOS	
	China, (FEMA, 97)	U.S. ARMY
Fracción más fina que 0.005 mm	≤ 15 %	≤ 10 %
Límite líquido, wl	≤ 35 %	≤ 36 %
Contenido de humedad natural, wn	≥ 0.9 wl	≥ 0.92 wl
Índice de liquidez, LI	< 0.75	≤ 0.75

Deben considerarse como potencialmente licuables las arenas o limos no plásticos por debajo del nivel freático con resistencia a la penetración SPT,  $N1(60) \leq 15$  golpes/pie hasta 15 m de profundidad. En particular si estos suelos están en depósitos jóvenes como zonas deltáicas o rellenos hidráulicos. Por el contrario, se consideran suelos poco susceptibles a licuar aquellos suelos no cohesivos que tengan  $N1(60) > 15$  golpes/pie o que sean sobreconsolidados o cementados.

La susceptibilidad a la licuación también baja con el contenido de finos plásticos, tal que si este último es mayor que 35% es muy poco probable que ocurra la licuación. El índice de plasticidad también influye en la susceptibilidad a la licuación de acuerdo con las siguientes expresiones (Kramer, 1996):

$$F = 1 \quad \text{si } IP \leq 10$$

$$F = 1.0 + 0,022 (IP-10) \quad \text{si } IP > 10$$

donde:

F es un factor que afecta la resistencia cíclica, comúnmente denominado CSR.

La rigidez de los suelos se degrada con el nivel de la deformación cortante sin exhibir pérdida en la resistencia al corte. Sin embargo, para los suelos no cohesivos con comportamiento contractivo y para las arcillas sensibles es posible que ocurra una reducción repentina de la resistencia al corte, lo cual produce a su vez una reducción súbita de la rigidez.

Existen algunas correlaciones, basadas en ensayos de laboratorio y pruebas a escala en centrífuga, entre la resistencia al corte no drenada degradada ( $S_{us}$ ) y el esfuerzo efectivo confinante ( $\sigma'_{v}$ ) que indican que la razón entre ambos ( $S_{us}/\sigma'_{v}$ ) es aproximadamente igual a 0.12 (Baziar y Dobry, 1995). No obstante, también se ha observado que ese valor depende de otras condiciones geotécnicas como el tipo de suelo, la relación de vacíos y los niveles de esfuerzos confinantes (Kramer, 1996). Otros autores han encontrado que resulta muy útil establecer correlaciones entre la resistencia al corte no drenada de las arenas con otros parámetros como la resistencia a la penetración normal o del cono, a veces con base en casos históricos (Kramer, 1996).

De allí que, cuando se verifique la presencia de suelos licuables sobre los cuales se desee fundar, se requiere un estudio especial, para definir las características del proceso de generación de presiones de poros y la resistencia degradada de los suelos no cohesivos. En caso de que se decida mejorar el suelo, se debe verificar que el mismo no licuará bajo las nuevas condiciones.

#### PARÁMETROS PARA EL CASO POSTSÍSMICO

En ocasiones, la resistencia al corte de un suelo cohesivo saturado se reduce luego de que el mismo es sometido a procesos de carga cíclicos. La degradación depende principalmente de la sensibilidad del suelo, definida como el cociente entre las resistencias al corte no drenadas pico y la residual. Para los suelos cohesivos sensibles, la degradación puede conducir a que, después de la carga, el suelo sólo sea capaz de desarrollar la resistencia residual. A manera de guía, en la Tabla C-11.1. se muestra una clasificación de los suelos de acuerdo con la sensibilidad.

**TABLA C-11.1**

#### VALORES COMUNES DE SENSIBILIDAD (Se) PARA SUELOS COHESIVOS

SENSIBILIDAD	DESCRIPCIÓN
$Se \leq 2$	Poco sensible
$2 < Se \leq 4$	Moderadamente sensible
$4 < Se \leq 8$	Muy sensible
$Se > 8$	Altamente sensible

donde:

- Se = Sensibilidad ( $Su_{pico}/Su_{res}$ );
- $Su_{pico}$  = Resistencia pico al corte no drenado;
- $Su_{res}$  = Resistencia residual al corte no drenado.

En el estudio geotécnico se debe definir la sensibilidad del suelo y, en función de la misma, establecer los ensayos de laboratorio o de campo apropiados para seleccionar los parámetros de resistencia al corte a utilizar en el análisis postsísmico.

Cuando la sensibilidad del suelo cohesivo sea mayor que 2 se requieren obligatoriamente ensayos de laboratorio para definir si ocurre la degradación de la resistencia pico a causa de la carga cíclica. De lo contrario, se debe utilizar la resistencia residual en el análisis postsísmico. Preferiblemente, los ensayos de laboratorio para estos suelos deberán consistir de una fase cíclica seguida de otra monotónica hasta la falla de la muestra. La resistencia pico así obtenida debe ser comparada con la de ensayos monotónicos sin la fase cíclica y establecer el porcentaje de degradación comparando las

resistencias picos de los dos ensayos. Para el diseño se tomará la menor de las resistencias pico obtenidas.

Si la sensibilidad del suelo cohesivo resulta igual o mayor que 2 y cuando existan suelos no cohesivos licuables se requiere un estudio especial y una evaluación del comportamiento del suelo durante el sismo que conduzca a las soluciones que garanticen la estabilidad de las edificaciones fundadas sobre dichos materiales.

#### **C-11.2.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS**

Se han desarrollado nuevos métodos de análisis que utilizan las deformaciones permisibles en lugar de los esfuerzos máximos posibles, particularmente para muros y taludes. De la misma manera, los avances recientes en el análisis acoplado de esfuerzos y deformaciones mediante técnicas como las diferencias y los elementos finitos, para fundaciones, muros y taludes, racionalizan el diseño sismorresistente de los mismos y su aplicación es permitida en esta Norma de acuerdo con las restricciones indicadas en los Artículos correspondientes según sea el caso.

Es oportuno destacar que los métodos de análisis con base en deformaciones permisibles requieren el conocimiento de las velocidades máximas en la superficie del terreno. Por lo tanto, cuando se desee utilizar estos métodos se deberá justificar adecuadamente la selección de los valores de dicha velocidad, preferiblemente con base en registros obtenidos en sitios cuyas condiciones sean representativas o similares a las de la zona donde se encuentre la edificación, el muro o el terreno en pendiente.

#### **C-11.4.2 VIGAS DE RIOSTRA**

Si las vigas de riostra forman parte del modelo del sistema resistente a cargas laterales, las mismas deben ser diseñadas considerando las solicitaciones que resulten del análisis sin menoscabo de los valores previstos en este articulado. (Paparoni, 1996).

Las vigas de riostra deben resistir la carga axial especificada, tanto en tracción como en compresión. La carga máxima de las columnas que enlaza debe tomarse incluyendo las cargas sísmicas y las gravitacionales mayoradas. Tanto la carga en las columnas como la de las vigas de riostra se tomarán en estado límite.

El requisito de un 10% mínimo ha sido establecido empíricamente por consideraciones no sismorresistentes, atinentes a la seguridad general de las fundaciones.

Una antigua práctica constructiva establece colocar vigas de riostra de dimensiones mínimas (30\*30) cm, con 4 barras de 5/8". Recientemente el (ACI 318, 1999) añadió requisitos para fundaciones sismorresistentes, incluyendo estas vigas. Especifican una dimensión mínima de su sección de 1/20 la luz entre libre entre columnas, hasta 45 cm; los estribos deben tener un espaciamiento máximo igual a la mitad de la menor dimensión, pero no más de 30 cm. Si las vigas de riostra cumplen con la función adicional de resistir

---

momentos de origen sísmico, deben satisfacer los requisitos de detallado de las vigas en general. En (Dowrick, 1978) pueden encontrarse detalles típicos de diseño.

#### **C-11.4.3 PEDESTALES**

El diseño de los pedestales cumplirá con los criterios de diseño para zonas sísmicas establecidos en la Norma COVENIN 1753 para Estructuras de Concreto Armado.

El ingeniero estructural decidirá cuando es conveniente incorporar en el modelo de análisis del sistema resistente a sismos los pedestales considerando las rigideces relativas de la superestructura y del sistema de fundaciones, incluyendo los pedestales, concurrentes en los distintos nodos.

#### **C-11.4.4 SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS**

La superposición de efectos de la Tabla 11.1 que considera las solicitaciones sísmicas, corresponde a la condición extrema de diseño.

En la combinación del caso post-sísmico solo se considera la mayoración en diez por ciento (10%) de las solicitaciones permanentes, se consideran las solicitaciones variables y se excluyen las solicitaciones inducidas por la acción sísmica. En este análisis lo importante es verificar el caso estático inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo, cuando la resistencia al corte del suelo haya sido degradado por efectos del mismo.

#### **C-11.4.5 FUNDACIONES SUPERFICIALES**

Preferiblemente, las fundaciones superficiales deben ubicarse sobre un mismo medio y evitar en lo posible que estén separadas por discontinuidades del terreno de fundación tales como fisuras, grietas o cambios bruscos de pendiente, o construidas sobre suelos de consistencias diferentes.

La seguridad de la fundación sobre suelos no cohesivos debe contemplar la verificación de los asentamientos, incluyendo aquellos que pudiesen ocurrir como consecuencia de la acción sísmica, los cuales deberán ser compatibles con el nivel de desempeño de la edificación. Esto es particularmente importante ya que los cambios volumétricos inducidos por el sismo en el suelo pueden ser significativos, aún para arenas de moderadamente densas a densas (Kramer , 1996).

La excepción que permite utilizar las fundaciones superficiales en suelos cohesivos con sensibilidad mayor que 2 o en suelos no cohesivos licuables, obedece a que para obras de poca envergadura podría resultar más costoso el tratamiento del suelo que la edificación misma. Por lo tanto, en esos casos el ingeniero debe verificar si es posible lograr una fundación segura, a pesar de que el suelo pueda perder la resistencia al corte durante o después de la carga cíclica. Cuando se trate de suelos no cohesivos licuables, la capacidad de soporte de la fundación debe calcularse con las fórmulas aplicables a suelos cohesivos, ya que en estas condiciones el material no tiene fricción sino que solo tiene resistencia residual ( $S_{us}$ ). Para fines de cálculo, dicha resistencia residual puede

interpretarse de la misma manera que se interpreta la resistencia al corte sin drenaje de los suelos cohesivos.

#### **C-11.4.5.1 VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE**

El factor de reducción (0.6) incluido en esta Norma, aplicable al esfuerzo último o al doble del esfuerzo admisible para establecer la capacidad del suelo debajo de la fundación, es compatible con los factores de seguridad generalmente empleados para el diseño de fundaciones superficiales y los factores de minoración de resistencia de los métodos de diseño por nivel de desempeño. (Richards et al, 1993; API, 1993)

La sensibilidad del suelo sólo debe aplicarse en la fórmula (11.1) para los análisis post-sísmicos y no para los casos en que se incluyan las sollicitaciones sísmicas. Adicionalmente, la aplicabilidad de la sensibilidad en esas fórmulas es exclusiva para suelos cohesivos y no debe aplicarse al caso de suelos granulares.

Cuando se use la capacidad de soporte admisible,  $q_{adm}$ , la ecuación (11.1) se transforma en:

$$q \leq 0,6*FS[(q_{ult}/FS)/S_e] \quad (C.11.1b)$$

donde:

$q_{adm} = q_{ult}/FS$ . Capacidad de soporte admisible para cargas estáticas. Para suelos no cohesivos licuables,  $q_{adm}$ , debe calcularse utilizando la resistencia residual  $S_{us}$  del suelo como si se tratase de suelos cohesivos con ángulo de fricción interna nulo.

$FS =$  Factor de seguridad estático para diseño de fundaciones. El mismo debe ser mayor que 2.

Nótese que el máximo valor del producto  $0,6*FS$  es igual a 1,2 y que al utilizar un factor de seguridad mayor el valor de,  $q$ , en la ecuación (C.11.1b) será menor.

Los limos deben ser considerados como suelos granulares si no tienen plasticidad y como suelos cohesivos cuando presenten plasticidad (Véase en C-5.2: Licuación de suelos no cohesivos).

#### **C-11.4.6 FUNDACIONES CON PILOTES**

Las fundaciones con pilotes deben transferir las cargas generadas por la superestructura, incluidas las sísmicas hasta el suelo. En fundaciones muy profundas o en aquellas donde la punta del pilote alcance la roca, puede ocurrir que la capacidad estructural del pilote controle la resistencia. En tal sentido, tanto el suelo como el pilote deben ser capaces de mantener un comportamiento estable frente a las acciones cíclicas y eventualmente reversibles, como las que impone la carga sísmica.

Por otra parte, las deformaciones y desplazamientos de la fundación deben mantenerse dentro de límites que no afecten la funcionalidad del sistema estructural y en

los cuales sean válidos los métodos de análisis para predecir adecuadamente su respuesta (Paulos y Davis, 1980; Baltrop y Adams, 1991; Le Tirant, 1992).

#### **C-11.4.6.1 CABEZALES**

Los cabezales se emplean como conexión entre la superestructura, las vigas de riostra y los pilotes de fundación. Por lo tanto, los mismos deben garantizar que la resistencia estructural de los pilotes pueda desarrollarse plenamente, para asegurar la disipación de energía en las zonas donde se ha previsto la generación de rótulas plásticas.

#### **C-11.4.6.2 CONSIDERACIONES SOBRE EL MÉTODO CONSTRUCTIVO**

El método de construcción puede introducir perturbaciones en las características mecánicas del suelo capaces de disminuir su resistencia y su rigidez (Paulos y Davis, 1980; Baltrop y Adams, 1991). En pilotes excavados y vaciados en sitio, la realización de la perforación puede deteriorar considerablemente las características del suelo en las áreas adyacentes al fuste y la punta. En pilotes huecos hincados, a los que se les remueve la columna interna de suelo para facilitar su penetración, se puede afectar la capacidad del suelo en la punta del pilote. En pilotes hincados en los que se construye una perforación previa de menor diámetro, también puede afectarse negativamente las propiedades del suelo en el fuste y la punta. Estas perturbaciones deben ser incorporadas en el análisis de la fundación sobre pilotes.

En el caso de pilotes largos hincados pueden generarse esfuerzos residuales que deben incorporarse en el análisis, si estos fuesen significativos (Globe et al, 1993). En pilotes de concreto se deben evitar daños por la generación de grietas o deterioro de la rigidez del concreto (Whitaker, 1996). En pilotes excavados y vaciados se deben evitar pérdidas de continuidad o estrangulamiento (Fleming et al, 1985).

La ganancia de resistencia en pilotes hincados y vibro hincados por densificación de suelos no cohesivos o por remoldeo de suelos cohesivos debe ser verificada mediante pruebas de carga de pilotes en el sitio.

#### **C-11.4.6.3 CAPACIDAD DE CARGA AXIAL**

Para el caso de cargas sísmicas, la degradación ocasionada por la naturaleza cíclica de la carga y el efecto de la velocidad de aplicación de la misma son variables importantes en la cuantificación de la capacidad (API, 1993; Paulos y Davis, 1980; Baltrop y Adams, 1991; Le Tirant, 1992; Bowles, 1995; ASCE, 1993).

En general, para el caso de la capacidad a carga axial de tracción, se debe considerar la pérdida de la capacidad de punta y la disminución de la resistencia por fricción o adherencia en el fuste. La consideración de efectos que tiendan a mantener la misma carga tanto en compresión como en tracción, tales como la succión, debe estar fundamentada en pruebas de tracción del pilote en el sitio.

#### **C-11.4.6.5 EFECTO DE GRUPO**

Para grupos de pilotes separados menos que 8 diámetros, la capacidad y rigidez, tanto axial como lateral, de los pilotes del grupo se modifican con respecto a la que tendrían como pilotes aislados (Paulos and Davis, 1980; Baltrop and Adams, 1991). Además de la separación, otros factores que influyen en el efecto de grupo son: la configuración, la profundidad de penetración de los pilotes y la dirección de la carga con respecto a la del grupo del arreglo. Por lo tanto, estos efectos deben ser cuidadosamente considerados durante el diseño.

En suelos cohesivos, en general la capacidad axial del grupo de pilotes es menor que la correspondiente a un pilote aislado multiplicada por el número de pilotes del grupo. Por el contrario, para el caso de pilotes en suelos no cohesivos, generalmente la capacidad del grupo es mayor que la suma de las capacidades de los pilotes aislados.

Con relación al asentamiento del grupo, tanto en suelos no cohesivos como cohesivos, el mismo es mayor que el correspondiente a un pilote aislado sometido a la carga promedio del grupo.

#### **C-11.4.7 CRITERIOS DE DISEÑO PARA FUNDACIONES CON PILOTES**

Bajo cargas sísmicas puede resultar conveniente que se generen zonas de disipación de energía o rótulas plásticas en el pilote. La ubicación de las mismas debe establecerse mediante un modelo adecuado del pilote y del terreno. Esas zonas se deben diseñar siguiendo lo establecido en el Capítulo 18 de la Norma COVENIN-MINDUR 1753 para columnas en zonas sísmicamente activas, para el caso de concreto reforzado. Para el caso de acero, se debe asegurar un adecuado comportamiento. Información específica sobre cuantías de refuerzo axial y transversal en pilotes puede ser obtenida de FEMA 305, 1997.

La consideración del conjunto suelo-pilote en el modelo matemático del análisis puede influenciar notoriamente las propiedades dinámicas de la estructura y por ende su estado de fuerzas y deformaciones. El suelo puede ser simulado mediante un grupo de elementos con rigidez unidireccional o resortes que representen la rigidez axial y lateral. Las propiedades de dichos elementos se obtienen a partir de curvas conocidas como p-y para la dirección transversal, t-z para la dirección axial en el fuste y q-z para la dirección axial en la punta (API, 1993). Un método simplificado, ampliamente usado, para considerar la interacción entre el suelo y el pilote consiste en considerar una longitud de empotramiento equivalente del pilote (Baltrop and Adams, 1991). Sin embargo, este solo es adecuado para considerar la interacción lateral, cuando la componente vertical del movimiento no es significativa y cuando la interacción entre el suelo y el pilote no modifican en forma relevante la respuesta estructural. En el caso de pilotes inclinados es conveniente incluir la interacción tanto lateral como axial, pues esta última puede influenciar la rigidez lateral de la estructura como la primera.

## **C-11.5 MUROS DE SOSTENIMIENTO**

La respuesta dinámica de las estructuras de retención de tierra es un problema complejo que ha recibido la atención de varios investigadores en los últimos años. (Kramer, 1996). El comportamiento del muro depende de su tipo y de la relación entre éste y el material sostenido. Con relación al material sostenido, los muros pueden ser cedentes o no cedentes.

Los muros cedentes son aquellos cuyo movimiento les permite alejarse del material sostenido, con lo cual la cuña de suelo movilizada desarrolla la presión activa sobre el muro. En los muros no cedentes el movimiento está impedido, por lo que el empuje sobre el muro es mayor que en el caso activo, pudiendo llegar a ser igual al pasivo cuando se trate de muros adecuadamente anclados o atirantados.

El método más común para diseño de muros cedentes es con base en la metodología para la determinación de esfuerzos actuantes sobre el muro desarrollada por Mononobe-Okabe (Okabe, 1926; Mononobe Y Matsuo, 1929). No obstante, se han desarrollado también otros métodos de análisis para muros no cedentes (anclados o muy rígidos, sin movimiento) (Woods, 1973). También, existen soluciones que consideran la deformación permisible en lugar de los esfuerzos (Richards and Elms, 1979; Whitman and Liao, 1985).

### **C-11.5.1 CLASIFICACIÓN**

Con relación al tipo de muro, para los efectos de esta Norma, los de tierra reforzada y los que utilizan geosintéticos, se consideran dentro del mismo tipo (Christofer et al, 1990; Koerner, 1994). Adicionalmente, se han considerado los convencionales: i) de gravedad, ii) en voladizo y iii) anclados. Los aspectos más resaltantes sobre la respuesta dinámica de las estructuras de retención de tierra y las consideraciones para el diseño sismorresistente de las mismas pueden encontrarse en Kramer, 1996.

### **C-11.5.2 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE LOS MUROS DE SOSTENIMIENTO**

El análisis de los muros de sostenimiento para diseño sismorresistente puede hacerse con base en los métodos tradicionales que utilizan equilibrio de esfuerzos o mediante desplazamientos admisibles. La ventaja de este último es que permite un mejor control sobre los desplazamientos impuestos a la estructura. (Whitman, 1990; Kramer, 1996; Steedman, 1991). No obstante, para su correcta aplicación se requieren estimados representativos de las velocidades del terreno, lo cual debe ser adecuadamente justificado.

### **C-11.5.3 SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS**

Aunque en el proyecto de los muros se trabaja con la ordenada espectral en el origen, se acepta una minoración de 0.75 para las fuerzas inerciales del muro, la cual se verifica por el complicado efecto de interacción suelo-muro. Dicha minoración no obedece al efecto de disipación de energía en los componentes estructurales del muro. Véase la Sección C-7.3.1 de la Norma COVENIN – MINDUR 2002-88; Bowles, 1985 y Okamoto,

1973. Los muros de gravedad son poco dúctiles en comparación con el sistema de tierra armada. Por esta razón, se adoptó para los mismos el Factor de reducción de respuesta,  $R = 1$ . Es bueno destacar que no son comparables las respuestas elastoplásticas de muros con las de edificaciones. En esta Norma se permite utilizar cualquier método de equilibrio límite, incluyendo el propuesto por Mononobe-Okabe, así como cualesquiera otros basados en deformaciones o análisis acoplados.

#### **C-11.5.4 VERIFICACIÓN SÍSMICA DE LA ESTABILIDAD DE MUROS**

La estabilidad global del muro está controlada por los materiales sobre los cuales está fundado y está sosteniendo. Para el análisis de esta condición aplican los mismos conceptos y métodos empleados para evaluar la estabilidad de taludes. (Véase Fig. C-11.1 y Artículo C-11.6).

El volcamiento de los muros de gravedad o en voladizo puede ocurrir por la falla local del terreno de fundación en el extremo exterior del muro.

Los muros de tierra reforzada o con geotextiles pueden fallar (internamente) en la zona reforzada, o a consecuencia de inestabilidad global. Para garantizar la seguridad del muro es importante verificar ambas condiciones (véase Fig C.11.2).

#### **C-11.5.4.2 REQUISITOS PARA LA VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO**

La seguridad al volcamiento y al deslizamiento puede verificarse por el Método de las Tensiones Admisibles o por el Método de los Estados Límites. Para ser consistentes con otras Normas COVENIN-MINDUR, se adoptó el formato del Método de los Estados Límites. En la Sección 7.3.1 de la Norma COVENIN-MINDUR 2002-88, para condiciones no sísmicas se fijó el factor de seguridad en  $FS \geq 1.5$ , por lo que para combinaciones que incluyan el sismo se puede tomar  $FS \geq 1.4$ , con lo cual resulta aproximadamente el valor de 0.70.

### **C-11.6 ESTABILIDAD DE TERRENOS EN PENDIENTE**

Terrenos en pendiente incluyen las laderas naturales, los taludes artificiales y los terrenos con pequeña inclinación que pueden ser inestables durante la acción de sollicitaciones sísmicas o posteriormente a las mismas.

#### **C-11.6.1 ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO DE TERRENOS EN PENDIENTE**

El método de análisis pseudo-estático ha demostrado ser eficaz y práctico en la evaluación de la estabilidad de taludes. En el mismo se incorpora la fuerza de inercia máxima producida por el movimiento sísmico, en las ecuaciones de equilibrio estático convencional y se utiliza la resistencia al corte del suelo sin degradar.

La fuerza inercial se supone que actúa horizontalmente en el centro de gravedad de la masa potencialmente deslizante y en la dirección desfavorable a la estabilidad del conjunto. Adicionalmente, la misma se expresa como el producto de un coeficiente sísmico

y el peso de la potencial masa deslizante. En la cercanía de fallas activas puede ser importante el efecto de la componente vertical.

Por otra parte, tomando en cuenta que la aceleración máxima sólo actúa por un corto período de tiempo, y que las aceleraciones tampoco son constantes a lo largo de la altura de talud deformable, se acepta en el análisis el uso de coeficientes sísmicos menores que los indicados en la Tabla 4.1, siempre que sean mayores que  $0.5 \alpha \phi A_0$  (Kramer, 1996; Klein, 1990).

En aquellos casos en que se anticipe la reducción de la resistencia al corte del suelo a consecuencia de la carga cíclica, se debe realizar un análisis de equilibrio post-sísmico estático utilizando la resistencia degradada. Ver C-11.2.1 y C-5.2.

Cuando se desee utilizar métodos de análisis basados en desplazamientos admisibles, se debe contar con estimados adecuados de las velocidades en la superficie del terreno. Al igual que para el caso de los muros, esos valores deben obtenerse a partir de registros representativos de las condiciones donde esté ubicada la pendiente.

### **SUPERFICIES DE FALLA**

La selección de la superficie de falla está relacionada con las condiciones geológicas existentes. En general se pueden usar superficies de fallas circulares para suelos en donde las condiciones geológicas no indiquen o predefinan superficies de falla potenciales. Para suelos uniformes, la superficie circular podría ser más crítica que la espiral logarítmica (Spencer, 1969).

La verificación de la estabilidad postsísmica con los parámetros degradados se realizará para todas las superficies de falla posibles, independientemente de los resultados obtenidos en la verificación con el método pseudo-estático o el estático inicial sin degradación.

Cuando existan pendientes con estratos de suelos no cohesivos infrayacentes es necesario verificar la posible ocurrencia de cualquiera de los cuatro mecanismos (tipos A, B, C o D) de licuación y la geometría debida a grandes deformaciones permanentes como consecuencia de una posible falla por flujo (Kramer, 1996).

### **C-11.6.2 FACTORES DE SEGURIDAD**

En el caso de que los factores de seguridad calculados para las dos condiciones de carga: i) considerando la acción sísmica y ii) postsísmica, no satisfagan los requerimientos mínimos será necesario adoptar las medidas necesarias para garantizar la estabilidad del talud. En tal sentido, el proyectista deberá modificar su geometría o proceder a estabilizarlo mediante cualquier otra técnica apropiada.

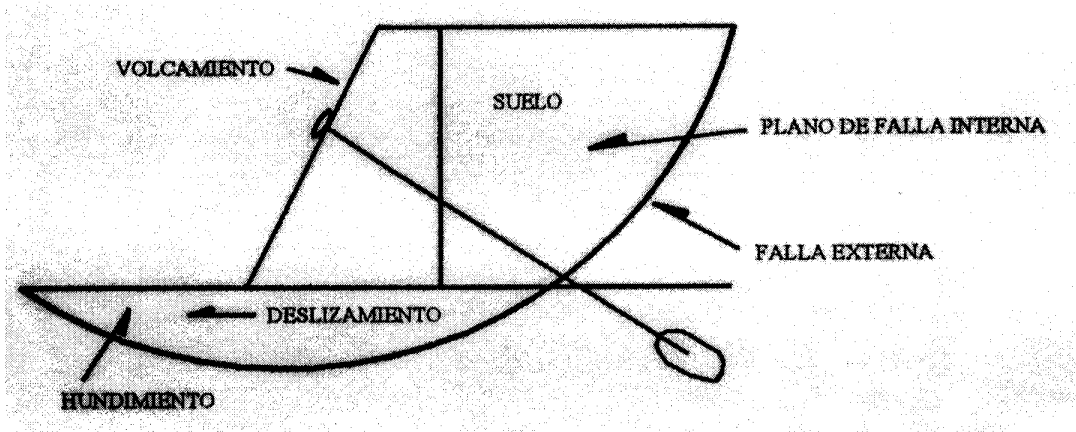


FIG. C-11.1 ESTABILIDAD GLOBAL DE UN MURO

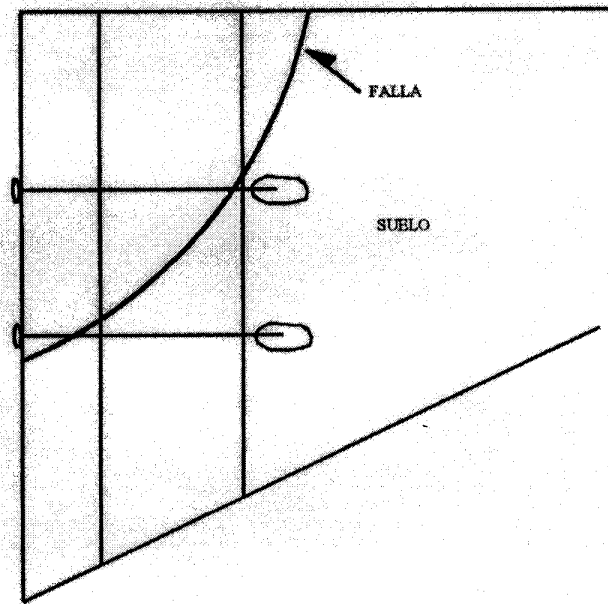


FIG. C-11.2 ESTABILIDAD INTERNA EN MURO DE TIERRA REFORZADA

## **CAPÍTULO C-12**

### **EDIFICACIONES EXISTENTES**

#### **C-12.1 ALCANCE**

Los principios contenidos en este Capítulo se aplicarán a la evaluación, adecuación, rehabilitación, reforzamiento o reparación de una edificación existente. Excepto por las modificaciones aquí contenidas, se aplican en conjunción con el resto de disposiciones de esta Norma, en cuanto a parámetros, clasificaciones, modelación, métodos de análisis, combinaciones de cargas, criterios de verificación, características del perfil geotécnico, etc.

Si estuviera presente alguna de las situaciones que conducen a la consideración de una estructura como no-tipificada se respetarán los lineamientos básicos establecidos en el Artículo 3.5 y su Comentario. Igualmente aquellas en las cuales se identifiquen desviaciones sustanciales en el cumplimiento de las responsabilidades establecidas en C-1.3.

#### **C-12.2 CAMPO DE APLICACIÓN**

Las prescripciones se aplicaran en situaciones que puedan afectar el comportamiento sismorresistente. Este capítulo permite realizar la evaluación, y el eventual proyecto de reforzamiento o reparación indicados en el mismo. Además de los casos citados en el Articulado, los siguientes:

- a) Cuando se proyecte la continuación de la construcción paralizada de edificaciones diseñadas con antelación a la vigencia de la Norma COVENIN 1756 "Edificaciones Antisísmicas " (1982) o de la presente Norma.
- b) Cuando se hayan incumplido considerablemente los requisitos de control de calidad previstos en la inspección de la construcción (C-1.3.), existan daños no visibles y cuando haya cambios de uso de vivienda a escuelas.
- c) Cuando la edificación presente deterioro de carácter global que puedan afectar el comportamiento sismorresistente.
- d) En toda otra situación donde sea manifiesto el peligro que pueda sobrellevar la edificación, tales como asentamientos diferenciales, daños por incendios que hayan afectado componentes portantes.

Para el resto de construcciones existentes la aplicación de los requisitos de este Capítulo es de carácter optativo. Las autoridades nacionales, estatales o municipales, según proceda y determinen las leyes, dictarán las medidas conducentes a la evaluación, mejora o demolición de las construcciones existentes en general, incluyendo las construcciones que no estén respaldadas por un proyecto de Ingeniería, estableciendo prioridades, plazos y estrategias económicas de ejecución.

## C-12.3 CLASIFICACIÓN SISMORRESISTENTE

### C-12.3.1 NIVEL DE DISEÑO Y FACTOR DE RESPUESTA R

El Nivel de Diseño presente de una edificación existente se asignará en función de la información disponible sobre como fue efectivamente construida, aplicando criterios realistas. Estos deben respaldarse en lo posible en el comportamiento conocido bajo la acción de sismos reales o información experimental de una intensidad comparable, tomando en cuenta las incertidumbres presentes. (ATC 3-06, 1978).

De una manera general y a modo de orientación, edificaciones de concreto armado diseñadas y construidas de acuerdo a las normativas vigentes en Venezuela, en áreas del país donde se esperan movimientos sísmicos intensos, se les pueden asignar los Niveles de Diseño presentes de la Tabla C-12.1.

**TABLA C-12.1**

#### ORIENTACIÓN PARA LA SELECCIÓN DE LOS NIVELES DE DISEÑO PRESENTES

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE A SISMOS	NIVELES DE DISEÑO PRESENTES EN OBRAS CONSTRUIDAS EN ZONAS SÍSMICAS, EN EL LAPSO SEÑALADO			
	hasta 1955	1955-1967	1967-1982	> 1982
Estructuras aperticadas de concreto armado de más de 3 a 4 pisos	ND1	ND1	ND2	ND3
Estructuras de mampostería confinada con miembros de concreto armado	ND1	ND1	(1)	(1)

(1) Depende del detallado

Para las edificaciones constituidas por miembros prefabricados hasta el año 1967 se supondrá  $R=1.0$  Para edificaciones de fecha posterior dependerá del sistema de uniones adoptado.

Obsérvese que en esta Sección se asigna el valor  $R=1$  a estructuras que no satisfagan los requerimientos de las Normas COVENIN 1753 ó COVENIN 1618, en aspectos de incidencia sismorresistente en el Nivel de Diseño ND1 (Pincheira, 1993). Esta penalización es debido a que la edificación no asegura una capacidad de absorción y disipación de energía propia de valores mayores de  $R$ .

#### C-12.4 SISMOS DE DISEÑO Y/O REVISION

Se utilizarán los índices  $\alpha$ ,  $\varphi$ ,  $A_0$  del coeficiente de aceleración del terreno dados en los Capítulos 4, 5 y 6, cuando se trate de evaluar o reforzar una edificación. Es posible rebajar el valor de la aceleración de diseño hasta un 80 % del valor normativo, si se justifica adecuadamente mediante un estudio de amenaza sísmica.

Si una estructura incumple con el Nivel de Diseño especificado en esta Norma para una determinada Zona Sísmica y Grupo de Uso, y como parte de la adecuación no fuera factible lograr su cumplimiento, debe considerarse que no se satisface adecuadamente la seguridad al colapso de la edificación, aunque se diseñe con el resto de las especificaciones normativas (debe recordarse que solo el conjunto de éstas conforman el criterio de seguridad aceptado). Se recomienda entonces incrementar el valor de  $A_0$  de diseño en la forma que se indica en la Tabla C-12.2. Estos valores constituyen una orientación para el Proyectista, con el fin de compensar las limitaciones de ductilidad señaladas en la Tabla C-12.1, las cuales tienen consecuencias en la seguridad al colapso para sismos superiores al de diseño, situación de desempeño que es necesario prever.

**TABLA C-12.2**

**INCREMENTOS EN EL VALOR DE  $A_0$  SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO PRESENTE EN OBRAS EXISTENTES.**

NIVEL DE DISEÑO REQUERIDO EN ESTA NORMA	NIVEL DE DISEÑO PRESENTE			R=1
	ND3	ND2	ND1	
ND3	0	20%	40%	60%
ND2	0	0	20%	40%
ND1	0	0	0	20%

#### C-12.5 EVALUACIÓN

Es de suma importancia en la evaluación de una estructura existente la determinación de la calidad presente de los materiales constructivos y el tipo de detallado utilizado. Particularmente, en edificaciones de concreto armado debe revisarse el tipo de acero de refuerzo presente pues en el pasado se usaron barras de baja ductilidad.

Independientemente de las verificaciones generales de la estructura, se estudiarán las incidencias negativas que pueda tener la ubicación de la tabiquería existente en el comportamiento estructural (Bresler et. al., 1977), como son:

- a) Discontinuidades en la densidad de tabiquería entre los diferentes niveles, especialmente las que den lugar a entrepisos blandos o débiles,
- b) El confinamiento parcial de tabiques que conduzca a la tipificación de "columnas cortas";
- c) La concentración de tabiquería en áreas localizadas de la planta que pueda generar efectos torsionales acentuados.

Cuando se concluya que existe una distribución o ubicación inadecuada de tabiquería, deberá procederse a su modificación con objeto de eliminar los problemas existentes. Si ello no fuera posible, deberá reforzarse la estructura para soportar sus efectos negativos. Particularmente en caso de entrepisos blandos, deberá realizarse una rigidización adecuada y una reevaluación global de la estructura.

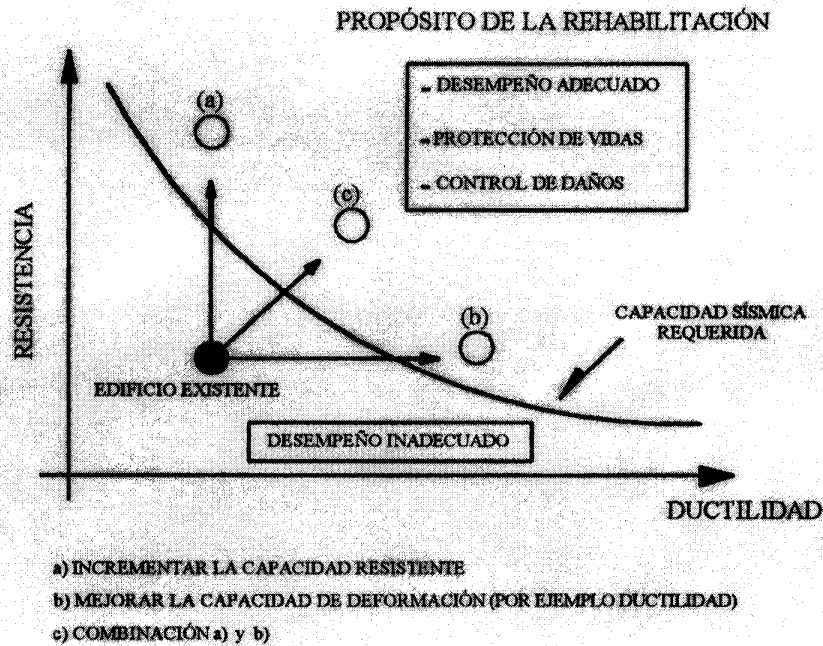
En la Figura C-12.1 se ilustra esquemáticamente el concepto básico de la rehabilitación estructural.

## **C-12.6. ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN**

El análisis de la edificación existente debe tomar en cuenta todos los elementos contribuyentes o que puedan modificar su capacidad portante y sismorresistente, su calidad y resistencia, el tipo de detallado (con su consecuencia en la ductilidad), etc., de acuerdo con el resultado de la evaluación previa. La selección del tipo de análisis se efectuará en función del comportamiento esperado de la estructura, a fin de verificarlo. Normas modernas recomiendan en algunos casos, la realización de un Análisis Estático Inelástico (Art. 9.9) en algunos casos (FEMA, 1997b). Consideraciones al respecto y un ejemplo de aplicación, pueden encontrarse en (Rivera de U., 1997).

Cuando los resultados del Análisis de la Estructura Existente indiquen que la condición de la estructura o parte de ella es deficiente, se llevará a cabo una reparación, o un reforzamiento parcial o global de la misma, según sea el tipo y grado de la deficiencia.

Si la deficiencia es únicamente de resistencia en algunos miembros de la estructura o en los componentes no-estructurales, se procederá a un reforzamiento parcial o reparación que supla la resistencia necesaria, siempre y cuando el mismo no altere significativamente las propiedades generales de la edificación tales como periodos de vibración, tipo de comportamiento, ductilidad supuesta y fallas previsibles, etc., y no induzca incrementos de sollicitaciones en miembros no preparados para ellas.



**FIG. C-12 CONCEPTO BÁSICO DE REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL**

Se admiten en general los siguientes tipos de reforzamiento estructural (ATC, 1978; Bertero, 1992; FEMA, 1997b):

- a) Reparación mediante reemplazo o restauración de material dañado, incluyendo la inyección de materiales selladores, etc.
- b) Incremento en la resistencia de las conexiones por cambio de conectores.
- c) Incremento de espesores o dimensiones en miembros. Adición de refuerzos, incluyendo forramiento con acero estructural o concreto confinado.
- d) Incorporación de anclajes mecánicos.
- e) Sustitución de conexiones a corte por conexiones a momento.
- f) Consolidación del terreno mediante inyecciones.
- g) Transformación de pórticos en sistemas de muros o pórticos arriostrados.
- h) Adición de nuevos planos resistentes de pórticos, muros o pórticos diagonalizados.
- i) Adición de diafragmas.
- j) Adición de zapatas, pilotes o anclajes en fundaciones.
- k) Supresión de niveles ó plantas de la edificación .

Cuando la estructura existente colabore con la capacidad sismorresistente de la estructura final, los máximos desplazamientos del conjunto no excederán a los tolerables para la estructura existente en función de sus desplazamientos cedentes y el factor R que pueda admitirse para ella aisladamente según su Tipo Estructural y Nivel de Diseño (Pincheira, 1993; FEMA, 1997b; Hernández, 1997a). En caso de ser más restrictivos, estos

límites gobernarán en lugar de los correspondientes a la protección de la tabiquería establecidos en el Capítulo 10.

Cuando se omita la colaboración de la estructura existente, deberá comprobarse que bajo los mayores desplazamientos demandados sobre el sistema reforzado, la estructura existente mantiene la necesaria capacidad resistente a cargas gravitatorias sin poner en peligro su estabilidad.

Cuando se considere que la estructura de reforzamiento suple toda la capacidad sismorresistente, se acepta el Nivel de Diseño y el Factor de Respuesta R asociado a la misma con arreglo al Capítulo 6. Cuando se incorpore la colaboración de la estructura existente con la estructura de reforzamiento, podrá asignarse como Nivel de Diseño de conjunto un valor ponderado debidamente justificado.

El valor del Factor de Respuesta R del conjunto deberá obtenerse de la superposición de los diagramas de deformación global supuestos de cada estructura (FEMA, 1997b; Hernández, 1997a). En el diagrama de superposición se identificarán los correspondientes puntos cedentes y límite de la estructura en conjunto y de ellos puede deducirse el valor R del conjunto como deformación máxima / deformación cedente. Es de notar que el resultado depende de los valores relativos de resistencia, rigidez, sobrerresistencia y ductilidad de cada *subestructura*; especial cuidado se tendrá en la designación de la posición límite en función de la estabilidad del conjunto.

Previamente se revisará si la estructura de reforzamiento prevista introduce nuevas irregularidades estructurales o si por el contrario las elimina, y se tomará en cuenta tal fenómeno en las asignaciones de R. En todo caso, el ingeniero proyectista acepta la responsabilidad de las correspondientes asignaciones (Paparoni, 1993), conforme a los lineamientos generales establecidos en la presente Norma.

Se evaluará el incremento de las demandas en las fundaciones de la estructura causadas por la intervención en la superestructura. Si la demanda sismorresistente supera la capacidad que con seguridad puede atribuirse a las fundaciones existentes, estas deben reforzarse adecuadamente para asegurar su resistencia y estabilidad.

## CAPÍTULO C-13

### INSTRUMENTACIÓN SÍSMICA

#### C-13.1 GENERAL

Terremotos recientes han demostrado la importancia de contar con la información propia de registros acelerográficos en edificaciones, simultáneos tanto en la base como en las partes más altas de la estructura.

La selección de las edificaciones a instrumentarse es función de los objetivos propuestos. En este Artículo la instalación de instrumentos persigue esencialmente recabar información acerca de la validez de los criterios de análisis y diseño propios de esta Norma. En las zonas de mayor amenaza sísmica, la autoridad competente podrá exigir la instrumentación de edificaciones que excedan cierto número de niveles o que posean al menos una cierta extensión de área construida

En aquellas edificaciones donde se estime importante la contribución de los modos superiores, es recomendable disponer como mínimo tres equipos de registro, por ejemplo cuando se trate de edificaciones de más de diez (10) pisos de altura. Para áreas construidas de al menos 6.000 m<sup>2</sup> ó edificaciones que tengan más de seis (6) pisos de altura se deben disponer como mínimo dos (2). Los equipos deben ubicarse en la base, a media altura y cerca de la parte superior de la edificación. Todos los equipos deben situarse manteniendo aproximadamente el mismo alineamiento vertical, de los distintos niveles.

Entre los objetivos de estas mediciones destaca la verificación de ciertas hipótesis de comportamiento estructural, la influencia de las condiciones del suelo local en las características del movimiento, etc. Por otra parte, dado que los desarrollos habitacionales uni o multifamiliares son de carácter repetitivo y es necesario optimizar su comportamiento, se recomienda la instrumentación de un número representativo de viviendas, debidamente seleccionadas tomando en consideración los diferentes terrenos de fundación. Su objetivo es verificar criterios de análisis, de diseño y eventualmente constructivos.

#### C-13.2 TIPO DE INSTRUMENTO

La Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, FUNVISIS, seleccionará el instrumento más adecuado a los fines de los objetivos señalados en el Artículo anterior. Esta entidad ya cuenta con una red nacional y con la experiencia necesaria para el mantenimiento y recuperación de la información registrada.

### **C-13.3 LOCALIZACIÓN DE LOS INSTRUMENTOS**

El espacio necesario para una casilla que permita la instalación de un acelerógrafo, cuyo peso no supera los 11 kgf, es de 35 cm x 60 cm en planta, con una altura no menor de 35 cm. En la parte superior de la casilla debe disponerse una puerta o tapa metálica articulada, con cerradura. La fijación al suelo se hace con los anclajes que trae el instrumento. La calibración del equipo debe ser hecha una vez cada tres meses.

La experiencia demuestra que, ni las dimensiones del equipo, ni la frecuencia de sus calibraciones, producen molestias para los habitantes de las edificaciones instrumentadas.

## REFERENCIAS

AASHTO, 1995. *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, <http://www.transportation.org/>  
[antes: <http://www.aashto.org/>]

ABENANTE F., 1969. Dimensionamiento preliminar de pórticos sometidos a cargas horizontales. *Boletín AVIE*, N° 7, pp. 13-21. Caracas.

ACI SP-36, 1973. Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces, *American Concrete Institute*, Michigan; <http://www.aci-int.org/>

ACI SP-63, 1980. Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, *American Concrete Institute*, Michigan; <http://www.aci-int.org/>

ACI SP-127, 1991. Earthquake Resistant Concrete Structures. Inelastic Response and Design, *American Concrete Institute*, Michigan; <http://www.aci-int.org/>

ACI 318, 1999. *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Michigan; <http://www.aci-int.org/>

AFPS 90, 1990. Recommendations for the redaction of rules relative to the structures and installations built in regions prone to earthquakes, *Association Française du Genie Parasismique*, Saint Remy lès Chevreuse, France; <http://www.afgc.asso.fr/>

ALIN, MIR M. 1997. Design of foundations, in *Seismic Concrete International*, January, págs. 44-48.

ALONSO J.L. 1984. Espectros de Respuesta Sísmica para el diseño de grandes obras de Ingeniería, *Memorias IV Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*, Barquisimeto, Lara.

ALONSO, J.L. 1987. Microzonation in seismic areas, *II International Earthquake Conference*, Los Angeles.

ALONSO, J.,L., 1992. Microzonation in urban areas: a new approach, 10<sup>th</sup> WCEE, *Proceedings*, Madrid.

ALVARELLOS J., 2000. *Desarrollo de una Metodología para la Aplicación del análisis Espectral de Ondas Superficiales en la Caracterización Dinámica de Perfiles de Suelos*, Trabajo de Grado para Magister Sc. en Ingeniería Sismorresistente, Universidad Central de Venezuela, Caracas.

ALVIAR J. D y PENELA J. I., 1985. *Evaluación de la Eficiencia del Sistema Martillo-Barras en el ensayo de Penetración Normal*, Tesis de grado, Universidad Católica Andrés Bello, 250 pp, Caracas; <http://www.ucab.edu.ve/>

ALVIAR J. D, PENELA, J. I. y ECHEZURÍA H., 1986. *Desarrollo de un sistema de medición para evaluar la eficiencia energética en campo del SPT*, Memorias del IX Seminario de Geotecnia, pp 1-28, Caracas.

AMBRASEYS N. N., 1988. *Engineering Seismology*. Earthquake Engineering. Structural Dynamics, 17, 1-105.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE, 1993. *Recommended Practice or Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. Load and Resistance Factor Design*, API RP-2A; <http://www.api.org/>

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS STANDARD D 1586, ASTM, *Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils*; <http://www.astm.org/>

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS STANDARD D 2573, ASTM, *Method for Field Vane Shear test in Cohesive Soils*; <http://www.astm.org/>

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS STANDARD D 3080, ASTM, *Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*; <http://www.astm.org/>

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS STANDARD D 3441, ASTM, *Method for Deep Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Test*; <http://www.astm.org/>

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS STANDARD D 4648, ASTM, Test Method of Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil; <http://www.astm.org/>

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS STANDARD D 4767 ASTM, *Method for Consolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soil*; <http://www.astm.org/>

ANDERSON J. C. and GURFINKEL G., 1975. Seismic Behavior of Framed Tubes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 4, p. 145-162; <http://www.iaee.or.jp/>

ARIAS G., 1984. *Análisis Sísmico Estático de Edificios. Con aplicación a micro-computadores*, Ediciones Vega S. R.L., Caracas.

ARNAL H. y NERI E., 1997. Reforzamiento y Adecuación de Edificios Existentes, Tema 15 en *Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela*, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela, (coordinado por José Grases), Edit. Binev, Caracas.

ASCE, 1993. Design of Pile Foundations, 1993. *Technical Engineering and Design Guides as adapted from The US Army Corps of Engineers*, No 1, American Society of Civil Engineers, New York; <http://www.pubs.asce.org/>

ATC, 1978. *Recommended comprehensive seismic design provisions for buildings*, ATC 3-05, Applied Technology Council, Palo Alto, California; Sponsored by M.S.F.R. applied to National Needs Program and N.B.S. California; <http://www.atcouncil.org/>

ATC, 1995. *Structural response modification factors*, ATC-19, Applied Technology Council, California, 64 pags.; <http://www.atcouncil.org/>

ATC, 1996. *Seismic Design Criteria for Highway Structures: Current and Future*, ATC-18, Applied Technology Council, Redwood City; <http://www.atcouncil.org/>

ARROYO R. A., 1990, Edificios de concreto sometidos a vibraciones sísmicas verticales, *Boletín IMME*, Año 25, No. 78, Págs. 25-52, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Caracas; <http://www.ucv.ve/imme.htm>

BALTROP N. and ADAMS, 1991. *Dynamics of Fixed Marine Structures*. London; Butterworth Heinemann.

BAZIAR M.H. and DOBRY R., 1995. Residual Strength and Large-Deformation Potential of Loose Silty Sands, *Jour. Geotech. Eng.* Vol. 121, N° 12, pp 896-906; <http://www.pubs.asce.org/>

BBSC, 2000. *Proposals for Change to the 1997 NEHRP Recommended Provisions for issuance as the 2000 Provisions*, Building Seismic Safety Council, Washington D.C.; <http://www.bssconline.org/prov/>

BEHR R., BELARBI A. and BROWER A., 1995 a. Seismic Performance of Architectural Glass in a Storefront Wall System. *Earthquake Spectra*, Vol. 11, N° 3, Págs. 367-391; <http://www.eeri.org/>

BEHR, R; BELARBI, A and CULP, J, 1995 b, Dynamic Racking Test of Curtain Wall glass Element with in-Plane and out-of-Plane Motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, Págs. 1-14; <http://www.iaee.or.jp/>

BELTRÁN C., 1993. *(Compilación) Mapa neotectónico a 1:1.500.000 de Venezuela*. FUNVISIS, Congreso Int., AAPG/SVG, Caracas; <http://www.funvisis.org.ve/htmls/>

BERTERO V. V., 1973. Experimental studies concerning reinforced, prestressed and partially prestressed concrete structures and their elements, *Introductory Report, Symposium IABSE*, Lisboa, pp. 67-99; <http://www.iabse.ethz.ch/>

BERTERO V. V., 1989. Lessons learned from recent catastrophic earthquakes and associated research, *Primera Conferencia Internacional Torroja*, Instituto de Ciencias de

la Construcción Eduardo Torroja, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Madrid; <http://www.csic.es/torroja/>

BERTERO V. V., 1992. Seismic upgrading of existing structures, *10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid.

BERTERO V. V., ANDERSON J. C. and KRAWINKLER H., 1994. Performance of Steel Buildings Structures during the Northridge Earthquake, *Report No. UCB/EERC-94/09*, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California;  
<http://www.eerc.berkeley.edu/>

BLUME J.A., NEWMARK N. N. and CORNING. L. H., 1961. *Design of multistory concrete buildings for earthquake motions*, Portland Cement Association, Illinois 318 p.;  
<http://www.portcement.org/>

BOWLES, J. 1985. *Foundation Analysis and Design*, New York, McGraw-Hill Book Company.

BOZORGNIA, Y; MAHIN, S.A. Y BRADY, G., 1998. Vertical response of twelve structures recorded during the Northridge earthquake. *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No 3;  
<http://www.eeri.org/>

BRESLER B., OKADA T., ZISLING D. & BERTERO V. V., 1997. Developing Methodologies for Evaluating the Earthquake Safety of Existing Buildings, *Report No. UCB/ EERC-77/06*, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California;  
<http://www.eerc.berkeley.edu/>

CADAFE, 1984. *Especificación Técnica Sobre Requerimientos Antisísmicos*, CADAFE NSP-420, en: p 489-507, Vol XXXIII Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales, Caracas, 1997.

CASTILLA E. y LÓPEZ O. A., 1981. Influencia de la fuerza de gravedad en la respuesta sísmica de estructuras, *Memorias de III Congr. Venez. de Sismología e Ing. Sísmica*, Caracas, Vol. II.

CAVADA, J., 1997. Prospección geofísica aplicada al riesgo sísmico, Tema 3 en *Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela*, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela, (coordinado por José Grases), Edit. Binev, Caracas.

CHOPRA A. K., 1995. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall. U.S.A.

CHOPRA A. K. and GOEL R. K., 1991. Evaluation of Torsional Provisions in Seismic Codes, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No 12; <http://www.pubs.asce.org/>

CHOPRA A. K. and NEWMARK N. M., 1980. Analysis. Chap. 2 in *Design of Earthquake Resistant Structures*, edited by Rosenblueth, John Wiley & Sons, New York.

CHRISTOFER, B.R., GILL, S.A., GIROUD, J.P., JURAN, I., MITCHELL, J.K., SCHLOSSER, F and DUNNICLIFF, J., 1990 "Reinforced Soil Structures-Design and Construction Guidelines" *Report FHWA-RD-89-943*. Vol. 1, Federal Highway Administration, Washington D.C., 285 p.

CLOUGH R. W. and PENZIEN J., 1975. *Dynamics of Structures*, McGraw Hill Inc., Japan.

CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA, 1974. Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, San José; <http://www.cfia.co.cr/>

COMISIÓN DE NORMAS DE ESTRUCTURAS PARA EDIFICACIONES DEL MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y COMISIÓN VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES. (1998). *Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los estados límites*, COVENIN-MINDUR 1618:1998 Fondonorma. Caracas.

COMISIÓN DE NORMAS DE ESTRUCTURAS PARA EDIFICACIONES DEL MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y COMISIÓN VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES (1985), *Estructuras de Concreto Armado para Edificios, Análisis y Diseño*. COVENIN MINDUR 1753-85. Parte I, Articulado y Parte II, Comentario. Fondonorma, Caracas,

COMISIÓN DE NORMAS DE ESTRUCTURA PARA EDIFICACIONES DEL MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y COMISIÓN VENEZOLANA DE NORMAS INDUSTRIALES. (1998). *Terminología de las Normas COVENIN - MINDUR. Norma COVENIN - MINDUR 2004.*

COMISION PRESIDENCIAL PARA EL ESTUDIO DEL SISMO, 1978. *Segunda Fase del estudio del sismo ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967*, 2 vol., Caracas, FUNVISIS; <http://www.funvisis.org.ve/htmls/>

CONSEJO NACIONAL DE SEGUROS, 1990. *Mapa de Zonificación Sísmica. Escala 1:2.000.000*, Caracas.

CTBUH, 1992. *Cast-in-Place Concrete in Tall Buildings. Design and Construction*, Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Committee 21D, McGraw-Hill, Inc.; <http://www.ctbuh.org/>

DE FRIES A., 1985. Un problema de disipación de energía en edificaciones altas y una interpretación a la luz de la Norma COVENIN-MINDUR 1756. *Normativa y Seguridad de las Construcciones en Zonas Sísmicas*, Taller IMME, 22 al 25 de Julio de 1985 pags. 303-313, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Caracas; <http://www.ucv.ve/imme.htm>

DE LA LLERA J. C. and CHOPRA A. K., 1994. Accidental y Natural Torsion in Earthquake Response and Design of Buildings, *Report No. UCB/EERC-94/07*, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California; <http://www.eerc.berkeley.edu/>

DOLCE M., LORUSSO V. D. and MASI A., 1992, Inelastic seismic response of building structures with flexible diaphragm, *10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid.

DOWRICK D. J., 1978. *Earthquake Resistant Design. A Manual for Engineers and Architects*. John Wiley & Sons, 2<sup>nd</sup> edition London.

EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE, EERI 1994. Newsletter, Vol. 28, August, pág. 3; November, pág. 3; <http://www.eeri.org/>

EARTHQUAKE RESISTANT REGULATIONS FOR BUILDING STRUCTURES IN JAPAN. In: *Earthquake Resistant Regulations, a World List*, IAEE, Tokyo, 1980; <http://www.iaee.or.jp/>; <http://www.jsce.or.jp/>; <http://www.aij.or.jp/>

DIN 4149, 1981. *Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten*, Deutsches Institut für Normung, Berlin; <http://www.din.de/>

ECHEZURÍA H., 1997a. Efectos de sitio, Tema 7 en *Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela*, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela, (coordinado por José Grases), Edit. Binev, Caracas.

ECHEZURÍA H., 1997b. Modificaciones de la Aceleración y el Período Fundamental para perfiles Geotécnicos con Suelos Blandos bajo Carga Sísmica, *Memorias del Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica, Aniversario del Terremoto de Caracas de 1967*, Universidad Católica Andrés Bello, pp 63-76; <http://www.ucab.edu.ve/>

ECHEZURÍA, H., 1998, Análisis De La Aceleraciones Horizontales Máximas Del Terreno Ocurridas Durante El Sismo De Cariaco-97, aceptado para publicación en el *Boletín Técnico de IMME*.

ECHEZURÍA, H. , J. L. ALONSO y E. PARRA, 1991. *Comisión para la Revisión de la Norma para Edificaciones Antisísmicas, Covenin 1756-87, Primer informe de avance*, FUNVISIS; <http://www.funvisis.org.ve/htmls/>

ELMS D.G., 1980. Reliability risk factors, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 13, 1, March, pp 3- 13.

ESPINOSA A. F. and ALGERMISSEN S. T., 1972. *A Study of Soil Amplification Factors in Earthquake Damage Areas, Caracas, Venezuela*, NOAA, Technical Report ERL-280-ELS31, Boulder, Colorado.

ESTEVA L., 1980. Design: General, Chapter 3 in *Design of earthquake resistant structures*, edited by Emilio Rosenblueth, John Wiley & Sons, New York.

EUROCÓDIGO 8, 1998. *Disposiciones para el proyecto de estructuras sismo-resistentes*: Norma Europea Experimental; Comité Europeo de Normalización, Bruselas; Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid. <http://www.cenorm.be/>; <http://www.aenor.es/>

EVISON R. and MOWATT A., 1992. The seismic design of industrial plants. *Bulletin of NZSEE*, Vol 15, No. 4. Diciembre, pags 171-184.

FEMA, 1997a. *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings: FEMA 302*; (National Earthquake Hazard Reduction Program), Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency; Washington D.C.; <http://www.fema.gov/>; <http://www.bssconline.org/pubs/>

FEMA, 1997b. *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA 273*; (National Earthquake Hazard Reduction Program), Applied Technology Council, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency; Washington D.C.; <http://www.fema.gov/>; <http://www.bssconline.org/pubs/>

FERNANDEZ, A., 1994. *Análisis de Sensibilidad de la Respuesta Dinámica de Perfiles Geotécnicos*, Trabajo Final de Grado: Magister en Ingeniería Civil, Universidad Simón Bolívar.

FISCHINGER, M; FAYFAR, P., 1990. On the response modification factors for reinforced concrete buildings. Proceedings of Fourth U.S. *National Conference of Earthquake Engineering*, Palm Spring, California, Vol II, p. 249-258.

FLEMING, W; WELTMAN, A; RANDOLPH, M.; ELSON, W. 1985. *Piling Engineering* New York; John Wiley Sons, 1985.

FLORATO A.E., SOZEN M.A. & GAMBLE W.L. An investigation of the interaction of reinforced frames with masonry filler walls. *Structural research Service* N° 370, Univ. Illinois (1970).

GLOGAU, C.A, 1974, Masonry performance in earthquakes. In: *Bull. N.Z. Natusoc. Earth. Enging*\_Vol. 7, N° 4, pp. 149-166.

GOBLE G, RAUSCHE F, LIKINS G. and CAPWAPC, 1992. Case Pile Wave Analysis Program – Continuous model. Cleveland, Gobles, Rausche, Likins & Associates, Inc.

GOEL R. K. and CHOPRA A. K., 1994. Dual-Level Earthquake Resistant Design Approach for Asymmetric-Plan Buildings, 5<sup>th</sup> U. S. National Conference on Earthquake Engineering.

GOLDBERG A. & RUKOS E., 1980. Nonstructural elements, Chapter 8 in *Design of earthquake resistant structures*, edited by Emilio Rosenblueth, John Wiley & Sons, New York.

GRASES J., 1985. *Fundamentos para la elaboración del nuevo mapa de zonificación sísmica de Venezuela con fines de Ingeniería*. FUNVISIS, Serie Técnica 05-84, 32 p, Caracas; <http://www.funvisis.org.ve/htmls/>

GRASES J., 1987. *Concreto Armado en Zonas Sísmicas*, Sivensa, Caracas.

GRASES J., 1997. *Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela*, (Coordinador), Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela, Vol XXXVII, Edit. Binev, Caracas.

GRASES J. y ESKENAZI J., 1981. Carga viva en apartamentos de vivienda y oficinas. *Memorias XXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Civil, Rio de Janeiro*, Mayo, pp. 142-159.

GRASES J., LÓPEZ O. A. y HERNÁNDEZ J. J., 1987. *Edificaciones Sismorresistentes. Manual de Aplicación de las Normas*, 2<sup>a</sup> edición, Fundación Juan José Aguerrevere, Colegio de Ingenieros de Venezuela, Caracas.

GUTIÉRREZ A., 1997. Diseño y Detallado de Miembros y Conexiones en Edificaciones, Tema 10 en *Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela*, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela, (coordinado por José Grases), Edit. Binev, Caracas.

HERNÁNDEZ J. J., 1993. Incidencia en el Costo Estructural por efectos de la Torsión en Planta según la Norma Antisísmica, *8<sup>o</sup> Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmica*, Mérida, Venezuela.

HERNÁNDEZ J. J., 1997a. Desempeño Estructural y Espectros de Diseño, Tema 9 en *Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela*, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela, (coordinado por José Grases), Edit. Binev, Caracas.

HERNÁNDEZ J. J., 1997b. *La Torsión Dinámica en Planta bajo Excitación Sísmica*, Trabajo de Grado para Magister Sc. en Ingeniería Sismorresistente, Universidad Central de Venezuela, Caracas.

HERNÁNDEZ J. J., LÓPEZ O. A., GUTIÉRREZ A. y BONILLA R., 1996. *Documento base con la versión preliminar de la nueva Norma COVENIN 1756*, Caracas.

HERNÁNDEZ J. J. y LÓPEZ O. A., 2001. Propuesta y Evaluación de un Método Estático para calcular la Torsión Sísmica, *Boletín IMME*, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Caracas; <http://www.ucv.ve/imme.htm>

ICBO, 1997. *Uniform Building Code*, Chapter 16, Division IV, Earthquake Design, Whittier, California, U.S.A.; <http://www.icbo.org/>

IDRISS, I. M., 1990. Response of Soft Soil Sites During Earthquakes, *Memorial Symposium to Honor Professor Harry Bolton Seed*, Berkeley, California.

IDRISS, I. M., 1991. Earthquake Ground Motions At Soft Soil Sites, *2<sup>nd</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Special Session to Honor the Memory of Professor H. Bolton Seed*, Vol III. Saint Louis, Missouri,.

INTERNATIONAL ASOCIATION OF EARTHQUAKE ENGINEERING, 1996. *Earthquake Resistant Regulations, a World List*, Tokio; <http://www.iaee.or.jp/>

ICC, 2000. *International Building Code*, International Code Council, Inc., BOCA, ICBO, SBCCI, Birmingham, AL., U.S.A.; <http://www.intlcode.org/>

JRA, 1996. *Specifications for Highway Bridges. Part V: Seismic Design*, Japan Road Association; <http://iisee.kenken.go.jp/html/highway.htm>

KAN C. and CHOPRA A. K., 1976. Coupled lateral torsional response of building to ground shaking, *Report No. UCB/EERC-76/13*, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California; <http://www.eerc.berkeley.edu/>

KHAN F. R. and AMIN N. R., 1973. Analysis and Design of Framed Tube Structures for Tall Concrete Buildings, *Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces, ACI SP-36*, American Concrete Institute, Michigan; <http://www.aci-int.org/>

KHATIB I., MAHIN S. A. and PISTER K. S., 1988. Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames, *Report No. UCB/EERC 88-01*, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California; <http://www.eerc.berkeley.edu/>

KLEIN G., 1990. *Bodendynamik und Erdbeben*. En *Grundban Taschenbuch Teil 1*. Ernst & Sohn Verlag. Berlin.

KLINGNER R. E. and BERTERO V. V., 1977. Infilled frames in aseismic construction. *Proc. 6<sup>th</sup> World Conference on Earthq. Engng.*, New Delhi.

KOERNER, R.M. 1994. *Designing with Geosynthetics*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 783 p.

KRAMER S.L., 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 653 p.

LE TIRANT, P (Ed), 1992. *Offshore Pile Design*. Paris; EDITIONS TECHNIP.

LAMAR S., 1978. Análisis Estático de Estructuras de Edificios de Muros de Pared Delgada bajo Fuerzas Horizontales, *Boletín IMME, Vol 61-62*, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Caracas; <http://www.ucv.ve/imme.htm>

LEYENDECKER E., HUNT J., FRANKEL A. and RUKSTALES K., 2000. Development of Maximum Considered Earthquake Ground Motion Maps, *Earthquake Spectra*, Vol 16, No 1, p. 21-40; <http://www.eeri.org/>

LOBO W., 1987. Normas para el Diseño Sismorresistente de Puentes (Propuesta al Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Dirección General Sectorial de Vialidad Terrestre), Documento E en *Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela*, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela, (coordinado por José Grases), Edit. Binev, Caracas..

LOBO W. y RIVERO P., 1996. Formas espectrales para suelos considerando comportamiento no lineal, *Boletín Técnico IMME*, Vol. 34, págs 39-54, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Caracas;  
<http://www.ucv.ve/imme.htm>

LOMNITZ C. and ROSENBLUETH E., 1976, *Seismic Risk and Engineering Decisions*, (Editors), Elsevier Sc. Publ. Co., Amsterdam.

LÓPEZ O. A., 1991. Método Estático para el Análisis Sísmico de Edificios, *Trabajo de Ascenso a la categoría de Profesor Asociado*, IMME, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela; <http://www.ucv.ve/imme.htm>

LÓPEZ O. A. y ACUÑA R., 1981. Determinación de fuerzas laterales en edificios regulares bajo acción sísmica, *III Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica*, Caracas.

LÓPEZ O. A. and CRUZ M., 1996, Number of Modes for the Seismic Design of Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, No 8; <http://www.iaee.or.jp/>

LÓPEZ O. A., RAVEN E. y ANNICCHIARICO W., 1994. Efecto de la forma en planta en el comportamiento sísmico de edificios, Cap. 1 en *Contribuciones recientes a la ingeniería estructural y sismorresistente*, SVMNI, IMME; <http://www.ucv.ve/imme.htm>

LÓPEZ O. A. and TORRES R., 1997. The critical angle of seismic incidence and the maximum structural response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 26, p. 881-894; <http://www.iaee.or.jp/>

LÓPEZ O. A., CHOPRA A. K. and HERNÁNDEZ J. J., 2000. Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 29, 1759-1778; <http://www.iaee.or.jp/>

LÓPEZ O. A., CHOPRA A. K. and HERNÁNDEZ J. J., 2001. Evaluation of combination rules for multicomponent seismic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; <http://www.iaee.or.jp/>

MALAVAR A., 1996. Sismos destructores en Venezuela en el período 1970-1990. *Boletín Técnico del IMME*, 33:3, p. 25-34, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Caracas; <http://www.ucv.ve/imme.htm>

MANUAL DE DISEÑO POR SISMO, 1977. Según el *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. N° 406.

MARÍN J., 1968. *Dinámica de Estructuras. Apuntes de las clases del Profesor Doctor Simón Lamar*, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Caracas; <http://www.ing.ucv.ve/>

MENUN C. and DER KIUREGHIAN A., 1998. A replacement for the 30%, 40% and SRSS rules for multicomponent seismic analysis, *Earthquake Spectra*, Vol 14, No 1, p. 153-156; <http://www.eeri.org/>

McGAVIN, G.L. (1981). *Earthquake Protection of Essential Building Equipment. Design Engineering and Instalation*. Wiley Interscience, 464 p.

McGREGOR J.G. & HAGE S.E. Stability analysis and design of concrete frames. In: *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 101, N° ST10, October 1977, pp 1953-1970; <http://www.pubs.asce.org/>

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, 1967. *Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas*. República de Venezuela, Caracas, 18 p., mapa.

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. 1976. *Microzonificación Sísmica de la Meseta de Mérida*, Caracas, Venezuela.

MONONOBE N. and MATSUO H., 1929. On the Determination of Earth Pressures During Earthquakes, *Proceedings, World Engineering Congress*.

MONTGOMERY C.J., 1981. Influence of P- Delta effects on seismic design.: *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 8, pp 31-43.

NATIONAL RESEARCH COUNCIL 1985. *Liquefaction of Soils during Earthquake*, National Academy Press, Whashington. D.C., 240 pp.

NEWMARK N. M., 1970. Current trends in the seismic analysis and design of highrise structures, in *Earthquake Engineering*, edited by R.L. Wiegel, Prentice Hall, Chapter 16.

NEWMARK N. M., BLUME J. A. & KAPUR K. K., 1973. *Seismic design spectra for nuclear power plants. J. of the Power Div. ASCE*, V.99, P2, November, pp 287-303; <http://www.pubs.asce.org/>

NEWMARK N. M. & HALL W. J., 1978. Earthquake-resistant design of nuclear power plants, in *The Assessment and mitigation of earthquake risk*. UNESCO..

NEWMARK N. M. and RIDDELL R. A., 1979. Statistical study of inelastic response spectra. *Proceedings of the 2<sup>nd</sup>. U.S. National Conf. On Earthquake Engineering*. Stanford. pp. 495-504.

NEWMARK N. M. and ROSENBLUETH E., 1971. *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Inc.

NEWMARK N. M. and VELETOS A.S., 1964. Design procedures for shock isolation systems of underground protective structures, Vol. III, Response Spectra of Single Degree-of-Freedom Elastic and Inelastic Systems. *General American Transportation Corporation*, RTD TDR 63-3096.

NCh 433, 1993. *Diseño sísmico de edificios. Norma Chilena Oficial*, Instituto Nacional de Normalización, Chile; <http://www.inn.cl/>

NORMA AIS 100-94, 1994. *Título A. Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente*, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; <http://www.ccong.org.co/sismica.html>

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO, 1987. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del D.F., 27-2-95, 17 págs., México.

NZS 4203, 1984. *Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings*,. Standards Association of New Zealand; <http://www.standards.co.nz/>

OCEI, 1997. Codificación de la División Política Territorial de Venezuela. Septiembre.

OHTSUKI, A. and HARUMI, K. "Effect of Topography and Subsurface Inhomogeneities on Seismic SV Waves". EESD. Vol-11 441-462 (1983).

OKABE, S., 1926. General Theory of Earth Pressures, *Jour. of the Japan Society of Civil Engineering*, Vol. 12, N° 1.

ORIHUELA, N., 1986. *Modelaje Matemático del Proceso de Ocurrencia de un Tsunami en dos Localidades de la Costa Venezolana*. Tesis para optar al título de Magíster Scientiarum en Ingeniería Geofísica, Facultad de Ingeniería, U.C.V, Caracas, 114 pags.

PAPAGEORGIU, A. and KIM, J., 1991, "Study of the Propagation and Amplification of seismic waves in Caracas Valley with Reference to the 29 July 1967 Earthquake: SH Waves". *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 81, No 6, pp 2214-2233.

PAPARONI, M. 1993. Responsabilidades que se adquieren al modificar una estructura existente. 8ª. *Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente*, Mérida, 1993.

PAPARONI M. 1996. A short equation to predict the structural consequences of differential column settlements in framed buildings. *ASCE Congress*; <http://www.pubs.asce.org/>

PARK R. and PAULAY T., 1975. *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, 769 p.

PAULAY T., 1978, A consideration of P-Delta effects in ductile reinforced concrete frames, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 11, N° 3, pp 151-160.

PAULAY T. and PRIESTLEY M.J.N., 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons.

PAULOS, H and DAVIS E., 1980. *PILE FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN*, New York; John Wiley & Sons.

PENZIEN J. and WATABE M., 1975. Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motion, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, p. 365-374; <http://www.iaee.or.jp/>

PDVSA, 1990. Gerencia Corporativa de Protección Integral. Guía de Análisis de Riesgos. Caracas, Mayo, 28 p+ Anexos; <http://www.pdv.com/>

PDVSA, 1993, Diseño Sísmico de Tanques Metálicos. *Especificación de Ingeniería FJ-251*; <http://www.pdv.com/>

PDVSA, 1994, Diseño Sismorresistente de Estructuras en Aguas Lacustres Someras. *Especificación de Ingeniería JA-224*; <http://www.pdv.com/>

PDVSA, 1999a, Diseño Sismorresistente de Instalaciones Industriales. *Especificación de Ingeniería JA-221*; <http://www.pdv.com/>

PDVSA, 1999b, Diseño Sismorresistente de Recipientes y Estructuras. *Especificación de Ingeniería JA-222*; <http://www.pdv.com/>

PINCHEIRA J. A., 1993, Design Strategies for the Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Frames, *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No 4; <http://www.eeri.org/>

PRIESTLEY M. J. N., 1980. Masonry, Chapter 6 in *Design of earthquake resistant structures*, edited by Emilio Rosenblueth, John Wiley & Sons, New York.

POPOV E. P., ENGELHARDT M. D. and RICLES J.M., 1989. Eccentrically Brace Frames: U. S. Practice, *Engineering Journal*, Vol. 26, No. 2 (2<sup>nd</sup> Qtr.), AISC, Chicago.

QUIJADA P., GAJARDO E., FRANKE E. y KOZUCH M. 1993. Análisis de la amenaza sísmica de Venezuela para el nuevo mapa de zonificación con fines de Ingeniería. En *Memorias de las Primeras Jornadas Andinas de Ingeniería Estructural y VIII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente*, ULA, S92-S101.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL, 1993, Asamblea Legislativa del Distrito Federal, México; <http://www.imta.mx/>

RICHARDS, R. and ELMS, D., 1979. "Seismic Behaviour of Gravity Retaining Walls", *Jour. Of the Geoth. Eng. Div.*, ASCE, Vol. 105, N° GT4, pp 449- 464; <http://www.pubs.asce.org/>

RICHARDS, R. jr, ELMS, D.G. and BUDHU, M., 1993. Seismic Bearing Capacity and Settlement of Foundations, *Journal of Geotech. Engineering*, ASCE, 119 (4), 662-674; <http://www.pubs.asce.org/>

RIDDELL R., HIDALGO P. and CRUZ E., 1989. Response Modification Factors for Earthquakes Resistant Design of Short Periods Buildings, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, N°3, p. 571-590; <http://www.eeri.org/>

RIVERA DE U. I., 1997. Evaluación Pre-Sísmica de Edificaciones Bajas de Concreto Armado, Tema 14 en *Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela*, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela, (coordinado por José Grases), Edit. Binev, Caracas.

RIVERO P., 1996. *Respuesta Espectral de Sitio Considerando Comportamiento Inelástico del Suelo*, Tesis para la obtención del Grado de Magister Scientiae, Univ. Los Andes. Mérida; <http://www.ula.ve/>

RODRÍGUEZ M. and LÓPEZ O. A., 1998, Modelaje de la flexibilidad en el plano de los sistemas de piso en edificios sujetos a sismos, *IV Congreso Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería y Ciencias Aplicadas*, Ciudad Guayana.

ROEDER, W.CH., León, R., Preece, R. Expected Seismic Behavior of Older Structures, *Earthquake spectra*, Vol. 112 N° 4, 1996. Pás 805-821; <http://www.eeri.org/>

ROSENBLUETH E., 1964. Tratamiento inelástico, en *Diseño Sísmico de Estructuras*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.

ROSENBLUETH E., 1975. Criterio aproximado de diseño ante sismos de varias componentes. *4<sup>to</sup> Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Oaxaca, México.

ROSENBLUETH E., 1980. *Design of earthquake resistant structures*, John Wiley & Sons, New York.

SAC, 1999. *Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures, Interim Guidelines and Advisory Number 2*, Report No. SAC-99-01, (FEMA 267/267B), SAC Joint Venture, Sacramento, California; <http://quiver.eerc.berkeley.edu:8080/>

SAFINA M. S., 1999. *Evaluación de los Efectos de Interacción Suelo-estructura sobre la Determinación de las Propiedades Dinámicas Fundamentales de las Edificaciones Regulares*. Tesis para optar al título de Magíster Scientiarum en Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería, U.C.V, Caracas, 219 pags.

SEAOC, 1977. *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, Structural Engineers Association of California; <http://www.seaoc.org/>

SEAOC, 1995. *Perfomanced Based Seismic Engineering of Buildings. Vision 2000*, Structural Engineers Association of California; <http://www.seaoc.org/>

SEAOC, 1999. *Seismic Design Manual*, Structural Engineers Association of California, ICBO, Sacramento, California; <http://www.seaoc.org/>

SEED H.B.; UGAS C. and LYSMER J. 1974. Site dependent spectra for earthquake-resistant design., 15 p., ilustr., *Report N° EERC 74-12*; Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California <http://www.eerc.berkeley.edu/>

SINGER, A; ROJAS, C. y LUGO, M. 1983, *Inventario Nacional de Riesgo Geológico*. Est. preliminar; Mapa, glosario y texto. Serie Técnica N° 03-83. FUNVISIS; <http://www.funvisis.org.ve/htmls/>

SPENCER, E. 1969. Circular and Logarithmic spiral slip Surface. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Eng. Proc. ASCE*, Vol. 95 N° SMI <http://www.pubs.asce.org/>

STEEDMAN, R.S., 1991. "Centrifuge Modeling for Dynamical Geotechnical Studies", *Proceedings, 2<sup>nd</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St Louis, Missouri, Vol. 3, pp 2401-2417.*

SUGITO, M., A. KIREMIDJIAN and H. SHAH, 1991, "Nonlinear Ground Motion Amplification Factors Based On Local Soil Parameters", *Proceedings of the IV International Conference on Seismic Zonation*, vol II. pp 221-228. Stanford, Ca.

SUN C.K., BERG G.V. & HANSON P.D. Gravity effect on single-degree inelastic system. In: *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 99, N° EM1, Proc. Paper 9565, Feb. 1973, pp 183-200; <http://www.pubs.asce.org/>

SYKORA, D. W and STOKOE, K.H., 1983, *Correlations of in situ measurements in Sands of shear wave velocity, Soil characteristics and site conditions*, Geotechnical Engineering Report GR83-33. Civil Engineering Department, The University of Texas at Austin, U.S.A.

UANG, C-M., 1991. Establishing R (or  $R_w$ ) and  $C_d$  Factors for Building Seismic Provisions. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 1, pags. 19-28, ASCE; <http://www.pubs.asce.org/>

UGAS C.T. 1974. Espectros para diseño antisísmico en función de las condiciones locales del subsuelo. *Boletín IMME*, XI (48): 25-57, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Caracas; <http://www.ucv.ve/imme.htm>

UGAS C. T. 1982. Influencia de las condiciones del subsuelo en los espectros de respuesta. FUNVISIS, Informe final; <http://www.funvisis.org.ve/htmls/>

UNIMORI A. L., ROESSET J. M. and BECKER J. M., 1980, Effect of Inplane Floor Slab Flexibility on the Response of Crosswall Buildings Systems, *ACI SP-63, American Concrete Institute, Detroit.*

VELETSOS A. S. and NAIR V.V., 1977, Seismic Interaction of Structures on Hysteretic Foundations, *A Volume Honoring N. M. Newmark, (W. J. Hall, Editor), Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N. J.*

VELETSOS, A.S. and N.M. NEWMARK. 1960. Effect of inelastic behavior on the reponse of simple systems to earthquake motions. *Proceedings II WCEE, Vol. II, Tokyo.*

VELETSOS A.S., NEWMARK N.M. and CHELAPATI C.V. 1965. Deformation spectra for elastic and elastic and elasto-plastix systems sybjected to ground shock and earthquakes motions. *Proceedings III W.C.E.E., New Zealand.*

WHITAKER, T. THE DESIGN OF PILED FOUNDATIONS. 1976. *London; Pergamon Press.*

WHITMAN, R.V., 1990. "Seismic Design Behaviour of Gravity Retaining Walls", *Proceedings ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Reatining Structures, Special Tecchnical Publication 25, Cornell University, Ithaca, New York, pp 817-842; <http://www.pubs.asce.org/>*

WHITMAN, R.V. and LIAO, 1985. "Seismic Design of Retaining Walls", Miscellaneous Paper GL-85-1, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburgh, Mississippi.

WILSON E.L., DER KIUREGHIAN A. and BAYO E. P., 1981. A replacement for the SRSS method in seismic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, No 2; <http://www.iaee.or.jp/>*

WONG C. M. & TSO W. K., 1994, Inelastic seismic response of torsionally unbalanced systems designed using elastic dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 23, p. 777-798; <http://www.iaee.or.jp/>

WOODS. J., 1973. Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures, *Report EERL 73-05*, California Institute of Technology, Pasadena, Ca, 311 p.

## ÍNDICE ANALÍTICO

La identificación se ajusta al sistema de: Capítulos, Artículos, Secciones y Subsecciones del Articulado y el Comentario de esta Norma. C y T denotan: Comentario y Tabla, respectivamente.

- Absorción de energía
  - mecanismos, 3.5 (a)
- acción
  - sísmica, 3.2; C-3.2
    - cálculo, 7.2
    - definición, 2.1
    - espectros de diseño, C-3.2
    - partes de estructuras, 7.3
    - simultaneidad
      - componentes sísmicas, 8.6
    - superposición, 8.4; 8.6; T
  - 11.1
    - variable
      - definición, 2.1
- acciones
  - alternantes, 3.5 (a)
  - debidas al viento, 3.5 (e)
  - permanentes
    - cálculo, 7.1
    - definición, 2.1
- aceleración
  - de diseño
    - coeficiente, 4.2; T 4.1
    - definición, 2.1
  - horizontal
    - superficie del terreno, C-5.1.3
    - valores de diseño, 4.2; T 4.1; C-4.1.2
  - vertical
    - coeficiente de, 4.2
    - efectos, 8.6 (iv)
    - valores de diseño, 4.2
- acelerógrafo
  - definición, 2.1
  - costos, 13.4
  - instalación, 13.2; C-13.2
  - mantenimiento, 13.4
  - localización, 13.3; C-13.3
  - número de instrumentos, 13.1.3
- acelerogramas
  - definición, 2.1; C-4.2.1
  - número para análisis, C- 9.8.4
  - sistemas de aislamiento, C-4.2.1
- acelerómetro
  - definición, 2.1
- acepción de términos, 2.1
- acoplamiento torsional, 9.6.1; 9.8
- adecuación
  - criterios, 12; C-12.2
  - de estructuras, 12.2 (d)
  - definición, 2.1
- aislamiento sísmico, 8.7; C-8.7
- alcance
  - limitaciones, 1.2; C-1.2
- aleros
  - coeficiente sísmico, 7.3.2
- almacenes
  - clasificación Grupo B2, 6.1.1
  - peso a considerar, 7.1 (b)
- ámbito de aplicación, C-4.1.3
- aluviones
  - profundidad, 5.1
- amenaza sísmica (véase: peligro sísmico)
- amortiguamiento
  - crítico (véase: coeficiente de amortiguamiento)
  - reducción de respuesta, 8.7; C-7.2.1
- ampliación de edificaciones, 12.2
- amplificación dinámica, C-9.5
- análisis (véase: métodos de análisis)
  - casos especiales, 9.1
  - compatibilidad de
- deformaciones, 8.3.2; C-8.3.2
  - criterios generales, 8
  - diafragma flexible, C-9.7.3

direcciones de, 8.2; C-8.2  
 estático equivalente, 9.3; C-9.3  
 estático inelástico, 9.9; C-9.9  
 flexibilidad de diafragmas, 8.3.3  
 hipótesis, 8.3.1; C-8.3.1  
 historias de aceleraciones, 9.8; C-9.8  
 inelástico, C-9.8.3  
 modelo matemático, 4.1, 9.1, 9.7.2, 9.8.2  
 requisitos, 8.3; C-8.3  
 análisis dinámico  
 con acelerogramas, 9.8  
 con diafragma flexible, 9.7; C-9.6.2; C-9.7.1  
 análisis, C-9.7.3  
 modelo matemático, C-9.7.2  
 torsión adicional, C-9.7.4  
 conceptos básicos, 9.4.3; C-9.4.3  
 definición, 2.1  
 espacial, 9.1.3  
 diafragma flexible, 9.1.4  
 estructuras no tipificadas, 9.8.1  
 número de acelerogramas, 9.8.4; C-9.8.4  
 plano, 9.1.2  
 tres grados de libertad por nivel, 9.6; C-9.5; C-9.6.1  
 secuencia, C-9.6.2  
 valores de diseño, C-9.6.2  
 un grado de libertad por nivel, 9.4; C-9.4  
 análisis estático  
 elástico, 9.3  
 inelástico, 9.9  
 análisis inelástico, 9.8.1  
 análisis postsísmico  
 definición, 2.1  
 ancho de  
 columna, 6.5.2 (a.7)  
 muro, 6.5.2 (a.7)  
 anclaje  
 estructuras de contención, 11.5  
 longitudes de desarrollo, T 12.1  
 antepechos, T 7.3  
 apéndices  
 coeficiente sísmico, 7.3.2; C-7.3.2  
 definición, 2.1; C-7.3  
 fuerzas de diseño, 7.3.1; C-7.3.1, C-9.7.3  
 archivos  
 peso a considerar, 7.1 (b)  
 área de aberturas  
 irregularidad en planta, 6.5.2 (b.4)  
 armadura longitudinal  
 pilotes, 11.4.6  
 arquitectos  
 responsabilidades, 1.3; C-1.3.2  
 aumentos de masa  
 con elevación, 6.5.2; C-6.2a  
 factor de reducción R, 6.4.1  
 autoridad ad-hoc, 1.1; 3.3; 3.4  
 autoridades estatales, 1.2  
 autoridades municipales, 1.2  
 autoridades nacionales, 1.2  
 avisos luminosos  
 fuerzas de diseño, 9.3.3  
 . Balcones  
 coeficiente sísmico, 7.3.2, T 7.3  
 bancos  
 clasificación Grupo B2, 6.1.1  
 barras  
 con resaltos, T 12.1  
 lisas, tabla 12.1  
 bibliotecas  
 clasificación Grupo A, 6.1.1  
 peso a considerar, 7.1 (b)  
 bomberos  
 clasificación Grupo A, 6.1.1  
 brazos rígidos, 3.5 (i)  
 . Calidad de materiales, 3.3  
 capacidad de  
 absorción de energía, C-6.4  
 cómputo, C-9.8.1

- ocupación, 6.1.1
- carga estática monotónica, 9.9
- cargas permanentes, C-7.1
- casos especiales
  - suelos, C-5.2
- cedencia
  - definición, 2.1; C-2.1
- centrales
  - eléctricas, 6.1.1
  - de radio, 6.1.1
  - de televisión, 6.1.1
  - telefónicas, 6.1.1
- centro de cortante
  - definición, 2.1
- centro de masas
  - aplicación de fuerzas, 9.3.3
  - desalineación, 9.7.4
  - empleo, 8.3.1
- centro de rigidez
  - definición, 2.1
  - irregularidad, 6.5.2
- centros de salud
  - clasificación Grupo B1, 6.1.1
- chimeneas, T 7.3
- cines
  - clasificación Grupo B2, 6.1.1
  - peso a considerar, 7.1 (d)
- clasificación de edificaciones
  - existentes, 12.3; C-12.3
    - factor de respuesta, C-12.3.1
    - Nivel de Diseño, C-12.3.1
  - Grupos, 6.1.1; C-6.1.1
  - métodos de análisis, C-9.1
  - nivel de diseño, 6.2; C-6.2
  - regularidad de la estructura, 6.5; C-6.5
  - según el uso, 6.1; C-6.1
  - sismorresistente, (12.3); C-3.1
  - tipo de estructuras, 6.3; C-6.3
- código ACI 318, 3.1.1
- coeficiente
  - de aceleración horizontal, 4.2
    - definición, 2.1
    - factor de corrección, 5.1
  - de amortiguamiento, 2.1; C-7.2.1
  - de correlación, 9.8.3
- coeficiente sísmico
  - definición, 2.1
  - componentes
    - no estructurales, 7.3.2
    - muros de contención, 11.5
    - partes de estructuras, 7.3; T 7.3
    - valor mínimo, 7.1; C-7.1
- columna corta
  - definición, 2.1
  - edificaciones existentes, 12.5; C-12.5
  - efecto, 1.3; 6.5.2 (a.9); C-8.3.4
  - factor de reducción R, 6.4.1
  - Nivel de Diseño, tabla 6.3
- combinación
  - de efectos, C-8.6
  - de respuesta, 9.6.2.3; C-9.7.5
  - de sistemas estructurales, 6.3.2
- combinación cuadrática
  - completa, 9.4.5; 9.6.2.1; C-9.4.5; C-9.6.2
- combinación modal, 9.4.5, 9.7.3.3; C-9.4.5
- compatibilidad
  - de deformaciones, 8.3.2; C-8.3.2
- componente vertical
  - efectos, 8.6; C-3.5; C-4.2; C-8.6
- componentes, C-2.1
  - arquitectónicos, 7.3.1; C-7.3.1
  - fuerzas sísmicas, C-7.3
  - mecánicos y eléctricos, 7.3
  - no estructurales, 1.3; 7.3
    - coeficiente sísmico, 7.3.2; C-7.3.2
  - elementos flexibles, 7.3.1
  - estructuras menores, 7.3.1
- componentes prefabricados
  - conexiones, T 7.3
- componentes sísmicas
  - análisis, 3.5 (g); 8.2
  - rotacionales, 9.6.2.2
- comportamiento

- elástico lineal, 8.3.1
- tipificable, 3.5
- conducta estructural
  - modificaciones, 1.3
- conexión
  - de paredes prefabricadas, 7.3.2; T 7.3
  - definición, 2.1
  - miembros verticales, 6.5.2 (a.8)
- confiabilidad, 3.5 (j); C-9.5 (a)
  - definición, 2.1
- constructores
  - responsabilidades, C-1.3.7
- control
  - construcción, C-1.3.10
  - de cortante basal, C-9.4.6
- control pasivo
  - sistemas, 8.7
- coordenada modal, 9.4.3
- cortante basal
  - combinación modal, 9.6.2.1
  - control, 9.4.6; C-9.4.6; C-9.7.6
  - determinación, 9.3; C-9.3.1
  - efectos P- $\Delta$ , 9.4.6
  - valores de diseño, 9.4.6; C-9.4.6
- costos
  - instrumentación, 13.4
- criterios de análisis, C-8
- criterios de combinación
  - análisis, 8.6
  - criterio CQC3, 8.6; C-8.6
  - raíz cuadrada de suma de cuadrados, 8.6
- cuantías de refuerzos, T 12.1
- cuarteles
  - clasificación Grupo A, 6.1.1
- Daños por sismos
  - elementos no estructurales, C-3.5
  - reparación, 12.2 (b); C-3.5
- definiciones, 2.1; C-2.1
- deformaciones
  - axiales, 3.5(i)
  - compatibilidad, 8.3.2; C-8.3.2
  - por corte, 3.5 (i); C-8.3.2
- demanda de ductilidad
  - análisis inelástico, 9.8.1; 9.9
  - definición, 2.1
  - excesivas, C-6.4.1; c-6.5
  - sistemas elastoplásticos, C-6.4(3)
- depósitos
  - clasificación Grupo B2, 6.1.1
  - de materiales explosivos, 6.1.1
  - de materias tóxicas, 6.1.1
  - peso a considerar, 7.1 (b)
- deriva
  - definición, 2.1
- desarrollos urbanos, C-1.2
- desempeño esperado, C-3.4
- deslizamientos, 11.6
- desplazamientos
  - laterales totales, 10.1; C-10.1
  - valores límites, 10.2; T 10.1; C-10.2
- desviaciones del proyecto, 1.3
- detallado
  - de miembros, 3.3; C-3.3
  - de uniones, 3.3
  - requerimientos, 3.3
- diafragmas
  - ausencia de, 6.3.1
  - definición, 2.1
  - empleo de, 6.3.1
  - flexibilidad, 6.5.2; 8.3.3; C-6.5.b; C-9.2
  - flexibles
    - análisis dinámico, 9.7; C-9.7
  - modelo, C-8.3.3
  - Nivel de Diseño, T 6.3
  - irregularidad, 6.5.2 (b.4)
  - rigidez, 8.3.3; C-8.3.3
- dimensiones de plantas
  - aumento con la altura, 6.5.2; 9.2; T 9.2
- dinteles, C-6.3.1
- direcciones de análisis, 8.2; C-8.2
- diseño
  - requisitos, 8.6; C-3.3

disposiciones transitorias, 1.1;  
 3.3.1  
 dispositivos para reducción de  
 respuesta, 8.7; C-8.7  
 distribución de cortantes  
 método estático, 9.3.3; C-  
 9.3.3  
 planos resistentes, C-9.3.3  
 ductilidad  
 definición, 2.1  
 demanda, 2.1  
 edificaciones existentes, 12.6;  
 C-12.6  
 global, C-2.1; C-9.8.4  
 evaluación, C-9.9

. Edificaciones  
 adosadas, 10.3.3; C-10.3  
 adyacentes, 10.3.2; C-10.3  
 afectadas por sismos, 12.2  
 clasificación, 6.1.1; C-3.1  
 comerciales  
 peso a considerar, 7.1 (d)  
 de apartamentos  
 clasificación, 6.1.1  
 de baja ocupación  
 clasificación, 6.1.1  
 de comportamiento no  
 tipificado, 3.4  
 definición, 2.1  
 densamente ocupadas  
 clasificación, 6.1.1  
 educacionales  
 clasificación, 6.1.1  
 peso a considerar, 7.1 (b)  
 en contacto, 10.3.3  
 existentes  
 adecuación, 12.1; C-12.1  
 análisis, 12.6; C-12.6  
 campo de aplicación, 12.2;  
 C-12.2  
 evaluación, 12.1; C-12.1;  
 C-12.5  
 nivel de diseño, 12.3.1; C-  
 12.3.1; TC-12.1  
 reforzamiento, C-12.6  
 reparación, 12.1  
 sismos de diseño, 12.4; C-  
 12.4

gubernamentales  
 clasificación, 6.1.1  
 irregulares  
 distribución de cargas, C-  
 6.4.1  
 entrantes, 6.5.2 (b.4)  
 Nivel de Diseño, 6.2.2  
 municipales  
 clasificación, 6.1.1  
 no tipificadas, 3.4  
 oficinas  
 clasificación, 6.1.1  
 peso total, 7.1  
 prefabricadas, 1.2  
 públicas  
 peso a considerar, 7.1 (d)  
 regulares  
 análisis, 9.2  
 caracterización, 6.5.1  
 repetitivas, 13.1  
 separaciones mínimas, 10.3  
 efecto P- $\Delta$   
 consideración, 8.5; 9.7.7; C-  
 8.5  
 control, C-9.4.6; C-9.7.7  
 cortante basal, 9.4.6  
 definición, 2.1  
 efectos  
 combinación de, 8.6; C-8.6  
 efectos de  
 columnas cortas, 1.3; 2.1;  
 6.5.2 (a)  
 componente vertical, 8.6  
 condiciones locales, 5.1  
 gravitacionales  
 combinación, 8.6  
 piso blando, 1.3  
 tabiquería, 8.3.4; C-8.3.4  
 topografía, C-1.2  
 efectos torsionales  
 superposición, 8.4; C-9.3 a C-  
 9.7  
 efectos traslacionales  
 superposición, 8.4; C-9.3 a C-  
 9.7  
 elementos  
 de cerramiento  
 coeficiente sísmico, 7.3.2  
 de fachada (véase: apéndice)

- estructurales
  - unión, 3.5 (h)
  - no estructurales, 3.5 (f); 10.3; T 10.1; C-6.5(b)
  - contribución, 8.3.4
  - finitos, 9.7.2
  - horizontales
    - en voladizo, 8.6
- embalses
  - regiones adyacentes a, C-4.1.1
  - zonificación sísmica, 4.1
- empuje dinámico, 11.5
- empujes del suelo, 11.5
- energía
  - disipación, 3.5
- ensayo SPT, TC-5.1; C-11.2.1
- ensayos a tracción
  - limitaciones, T 12.1
- entrepiso
  - definición, 2.1
  - resistencia lateral, 2.1
  - rigidez lateral, 2.1
- entrepiso blando
  - definición, 2.1
  - factor de reducción R, 6.4.1
  - Nivel de Diseño, T 6.3
- entrepiso débil
  - definición, 2.1
  - factor de reducción R, 6.4.1 ; C-6.4(4)
  - Nivel de Diseño, T 6.3
- equipos eléctricos, T 7.3
- equipos mecánicos, T 7.3
- esbeltez excesiva, 6.5.2 (a.6); C-6.5.2.a
- espectros
  - cálculo de ordenadas, 6.4; 7.2; C-7.2.2
  - de diseño, 2.1; 7.2; C-7.2.1; C-7.2.2
  - de piso, C-7.3.2
  - de respuesta, C-3.2
  - definición, 2.1
  - valores, 7.2
- espectros tipificados, T 7.1
- estabilidad
  - de edificaciones, 3.5 (b); 8.1; C-7.2.1
  - de muros, 11.5
  - de taludes, 11.6
  - histerética, C-6.3.1
- estacionamientos
  - no públicos
    - peso total, 7.1 (e)
  - públicos
    - peso total, 7.1 (c)
- estaciones de bomberos
  - clasificación Grupo A, 6.1.1
- estaciones de policía
  - clasificación Grupo A, 6.1.1
- estados
  - de agotamiento, 9.9; C-3.5
  - suelos, 11.4
  - limites de ruina, 2.1
- estanques
  - coeficiente sísmico, T 7.3
  - modelo, 9.3.3
- estático equivalente
  - método, 9.3; C-9.3
- estratos blandos, T 5.1
- estructuras
  - de acero, T 12.1
  - de concreto, T 12.1
  - de contención, 11.5
  - existentes
    - reforzamiento, C-12.6
  - hidráulicas, 1.2
  - irregulares, 6.5.2; C-6.4.1
  - portantes
    - modificación, 12.2 (d)
  - prefabricadas, C-1.1; C-3.4
  - regulares, 6.5.1; C-6.5
  - reparación, 12.2 (e)
- estudios adicionales, 1.1
- estudios especiales
  - de sitio, 2.1; C-4.1.2
  - opción de, 1.1; 1.2; 5.2
- evaluación
  - edificaciones existentes, 12.5; C-12.5
  - aplicación, 12.2; C-12.2
- excentricidad
  - accidental, C-9.5 (a); C-9.6.2; C-9.7.4
  - amplificación, 9.5; C-9.5 (a)
  - definición, 2.1

dinámica  
     definición, 2.1  
 estática  
     definición, 2.1  
     factor de modificación, 9.5  
 grande  
     factor R, 6.4.1  
     irregularidad, 6.5.2 (b.1);  
 C-6.5.2.b  
 excitación rotacional, 8.4; C-  
 9.5(a)

. Fabricantes, C-1.3.6  
 factor de amplificación  
     dinámica, C-7.3.2  
     definición, 2.1  
     determinación, 9.5  
     torsional, 9.5; C-9.5  
 factor de control  
     diseño por torsión, 9.5; C-9.5  
 factor de corrección  
     aceleración horizontal, 5.1; C-  
 5.1  
 factor de importancia  
     descripción, 6.1.3; C-6.1.3  
     valores, T 6.1  
 factor de magnificación  
     espectros  
         amortiguamiento 5%, T  
 7.2; C-7.2.1  
 factor de modificación  
     excentricidad estática, 9.5  
 factor de participación modal,  
 9.4.3  
 factor de reducción de  
 respuesta  
     definición, 2.1  
     direcciones diferentes, C-6.4  
     edificaciones existentes,  
 12.3.1; C-12.3.1; C-12.6  
     estructuras irregulares, 6.4.1;  
 C-6-4.1; C-6.5.b  
     sistemas estructurales, T 6.4;  
 C-6.3.2; C-6.4  
     sistemas no tipificados, C-3.5  
     valores, C-6.4  
 factor de redundancia, C-6.4  
 factor de uso (véase: factor de  
 importancia)

fallas geológicas  
     cercanía, C-4.1.2  
 fallas prematuras, C-3.5  
 flexibilidad  
     diafragma, 8.3.3  
 FONDONORMA, 1.3  
 formas espectrales  
     casos dudosos, 5.2  
     selección, T 5.1; C-5.1(b)  
     tipificadas, C-5.1.2; C-7.2.1  
     tipos, 5.1; T 7.1; C-5.1  
 formas modales  
     análisis dinámico plano, 9.4.2  
 fuerza cortante  
     basal, 9.3.1; C-9.3.1  
     control, 9.7.6  
     distribución, 9.3.3  
     método estático equivalente,  
 9.3.1  
     total, 2.1  
 fuerza cortante modal, 9.4.3  
 fuerza en el tope, 9.3.3  
 fuerzas de diseño  
     sísmicas  
         combinación modal, 9.4;  
 9.6  
         definición, 2.1  
         distribución vertical, 9.3.3;  
 C-9.3.3  
         efectos de torsión, 9.5  
         efectos traslacionales,  
 9.3.3; 9.4.5; C-9.3.3  
         laterales en pilotes,  
 11.3.5.3  
         modales, 9.4.5  
         fuerzas de viento, C-7.1

fundaciones, 11.4  
     capacidad de soporte,  
 11.4.5.1; C-11.4.5.1  
     edificaciones existentes, C-  
 12.6  
     estabilidad, 11.4.5.2  
     pedestales, 11.4.3  
     profundas (véase: pilotes)  
 11.4.6; C-11.4.6  
     superficiales, 11.4.5; C-  
 11.4.5

capacidad de soporte,  
11.4.5.1; C-11.4.5.1  
levantamiento parcial,  
11.4.5  
uniformidad, 11.4  
vigas de riostra, 11.4.2  
fundamentos básicos, 3.5; C-  
1.1; C-3.5  
FUNVISIS, 13.2

. Grados de libertad  
análisis dinámico plano,  
9.4.1; C-9.4  
modelo, 8.3.1  
Grupos según el uso, 6.1.1; C-  
6.1.1  
guía de aplicación, C-3

. Hangares  
clasificación Grupo A, 6.1.1  
hipótesis para el análisis, 8.3.1  
historia de aceleraciones  
(véase: acelerogramas)  
hospitales  
clasificación Grupo A, 6.1.1  
tipos, C.6.1; TC-6.1  
hoteles  
clasificación Grupo B2, 6.1.1

. Incertidumbres  
centro de masa, 9.6.2.2  
centro de rigidez, 9.6.2.2  
distribución de masas y  
rigideces, 8.4  
espectro, C-9.8.4  
torsión estática, C-9.5(b)  
independencia estadística, C-  
8.2  
índice de liquidez  
industrias  
peso a considerar, 7.1 (d)  
inelástico  
análisis, 9.9; C-9.9  
inercia rotacional, 9.7.2  
información experimental, 3.5  
(c)  
infraestructura  
requisitos de diseño, 11  
ingenieros

de fundaciones, C-1.3.3  
de instalaciones, C-1.3.5  
de suelos, C-1.3.3  
estructurales, C-1.3.4  
geotécnicos, C-1.3.3  
responsabilidades, 1.3  
inspección, 1.3; C-1.3.10  
Inspectores, C-1.3.8  
de suelos, C-1.3.3  
instalaciones  
de emergencia, 6.11  
de funcionamiento vital, 6.1.1  
eléctricas, 1.2  
esenciales, 6.1.1  
fuerzas sísmicas, C-7.3.2  
hospitalarias, C-6.1.1; TC-6.1  
industriales, 6.1.1, C-1.2  
mecánicas, 1.2  
institutos educacionales  
clasificación Grupo A, 6.1.1  
instrumentación sísmica  
disposiciones para, 13.1; C-  
13.1  
localización, 13.3; C-13.3  
tipos, 13.2; C-13.2  
interacción suelo-estructura,  
8.8; C-8.8  
irregularidades  
desalineamiento, 6.5.2 (a.7)  
en planta, 6.5.2 (b); C-6.5.b  
entrantes, 6.5.2 (b.4)  
verticales, 6.5.2 (a); C-6.5.a;  
C-6.5.b

. Jardineras, 1.3  
juntas de dilatación

. Leyes  
de la República, 1.3  
licuación  
de suelos, C-11.2.1  
definición, 2.1  
potencial, 5.2; 11.2  
susceptibilidad, 5.2  
licuefacción  
(véase: licuación)  
limitaciones  
de desplazamiento, 10.2  
de la Norma, 1.3; C-1.3

- linderos, 10.3.1
- longitudes de desarrollo
  - requisitos, T 12.1
- . Mallas de refuerzo, T 12.1
- mampostería, 1.3
  - efectos desfavorables, C-8.3.4
  - rigidez
    - verificación, C-8.3.4
- mantenimiento
  - falta de, 12.2 (e)
- mapa de
  - zonificación, 4.1; C-4.1.3
  - fundamento, C-4.1.1
- maremotos, C-1.2; C-4.1.2
- marquesinas, 2.1
- masas
  - apéndices, 6.5.2 (a.4)
  - aumento con elevación, 6.5.2 (a.4); C-6.5.2.a
  - coeficiente sísmico, 7.3.2, T 7.3
  - distribución irregular, 6.5.2; C-6.5.2.a
  - participativas, 9.4.3; 9.6.2.1
- materiales
  - estructuras existentes
    - evaluación, C-12.5
  - radioactivos
    - centros, 6.1.1
  - tóxicos
    - depósitos, 6.1.1
- mecanismos
  - análisis inelástico, 9.9
  - cinemáticos
    - rótula plástica, C-3.3
- métodos de análisis
  - acoplado inelástico del suelo, 11.7
  - clasificación, 9.1; C-9.1
  - diafragma flexible, 9.1.4
  - dinámico
    - con acelerograma, 9.8; C-9.8
    - espacial, 9.1.3; 9.6; C-9.6.1
    - plano, 9.1.2; 9.4; C-9.4
  - estático
    - inelástico, 9.9
    - estático equivalente, 9.1.1; 9.3; C-9.3
    - historias en el tiempo, 9.8
    - infraestructura, 11.2; C-11.2
    - otros, 9.1.5
    - paso a paso, C-9.8.3
    - selección, 9.2; T 9.1; T 9.2; C-9.2
    - superposición modal, 9.4; 9.6; C-9.4
    - torsión estática equivalente, 9.5
- miembros verticales
  - conexión, 6.5.2 (a.8)
- MINDUR
  - normas, C.7.1
- modelo matemático, 3.5 (i); 8.3.1; C-3.5
  - análisis dinámico
    - plano, 9.4.1; C-9.4.1
  - componentes no estructurales, 7.3.1
  - diafragma flexible, 9.7.2; C-9.7.2
  - diagrama de restitución, 9.8.2; C-9.8.2
  - modelado, C-2.1
- modificaciones
  - de construcciones existentes, 12.5
  - de edificaciones, 12.3
- modos
  - análisis dinámico, 9.4.2; C-9.4.2
  - de vibración, C-9.4.4
  - factor de participación, 9.4.3
  - frecuencias cercanas
    - acoplamiento, 9.6.2.1
    - número, 9.4.4; 9.6.21; 9.7.3.2; C-9.4.4
    - periodo de vibración, 9.4.3
- momento torsor
  - adición, C-9.1
  - cálculo, 9.5
  - definición, 2.1
- monumentos
  - clasificación, 6.1.1
- movimientos de diseño
  - aislamiento sísmico, C-3.2

- definición, 2.1
- parámetros del, 4.2; C-4.2
- selección, 3.5; 4.2; C-4.2
- muelles, 1.2
- muros
  - aberturas, C-6.3.1
  - de sostenimiento o retención, 11.5; C-11.5
    - análisis, C-11.5.2
    - clasificación, 11.5.1; C-11.5.1
    - fuerzas inerciales, 11.5.2; C-11.5.2
    - divisorios, 7.3.2; T 7.3
  - estabilidad
    - verificación, 11.5.4; C-11.5.4
  - estructurales
    - definición, 2.1
    - sistema Tipo III, 6.3.1; C-6.3.1
    - sistema Tipo III a, 6.3.1; C-6.3.1
- museos
  - clasificación, 6.1.1
- . Nivel de base
  - definición, 2.1; C-2.1
- Nivel de Diseño
  - definición, 2.1
  - clasificación, 6.2; C-6.2
  - requerimientos, C-6.2.2
- Nivel de Diseño 1, ND1
  - requisitos, 6.2.1; C-6.2.1
- Nivel de Diseño 2, ND2
  - requisitos, 6.2.1; C-6.2.1
- Nivel de Diseño 3, ND3
  - estructuras irregulares, T 6.3
  - requisitos, 6.2.1; C-6.2.1
- Niveles de Diseño requeridos, 6.2.2
  - estructuras irregulares, 6.2.2
  - Grupo según uso, 6.2.2
  - zona sísmica, 6.2.2
- nomenclatura (véase: notación)
- norma COVENIN - MINDUR, 3.3; 6.2.1; 12.3.1
  - 1618, 1.1; T 6.4
  - 1753, 1.1; 3.3.1; T 12.1
  - 1755, 1.1
  - 1756-82, 1.1
  - 2002, 1.1; 7.1 (a); C-1.3
  - 2003, 1.1
- normas
  - aplicación, 1.3
  - consultadas, C-1.1
  - de diseño
    - concreto, C-3.3
    - instalaciones industriales, C-1.2
- notación, 2.2
- número de
  - acelerogramas, 9.8.4; C-9.8.4
- números de modos
  - análisis dinámico, 9.4.4; C-9.4.4; C-9.6.2
- . Objetivos, 1.1; C-1.1
- ondas de corte
  - velocidad de propagación, 5.1
- ordenadas espectrales
  - diseño, 7.2
- ornamentos, T 7.3
- oscilación vertical, 7.3.1
  - voladizos horizontales, 7.3.2.1
- otras edificaciones, 3.4; C-3.4
- . Paneles de vidrio, T 7.3; C-7.3.2
- par torsor
  - definición, 2.1
- parámetros geotécnicos, 11.2; C-11.2.1
- parapetos verticales
  - coeficiente sísmico, 7.3.2; T 7.3
- paredes
  - de relleno, 1.3
  - en voladizo, T 7.3
  - enmarcadas, T 7.3
  - exteriores, 7.3.2; T 7.3
  - interiores, 7.3.2; T 7.3
  - no enmarcadas, T 7.3; C-7.3.2
- partes de la estructura
  - coeficiente sísmico, 7.3
  - criterios de análisis, 7.3.1
  - criterios de diseño, 7.3.1

pedestales, 11.3.3

peligro sísmico  
definición, 2.1  
zonas de  
    bajo peligro, C-4.1.3  
    elevado peligro, C-4.1.3

perfil geotécnico  
caracterización, 5.1; C.5.1.1  
casos dudosos, 5.2  
casos especiales, 5.1  
definición, 2.1  
velocidad de ondas de corte, C-5.1.4

período característico  
de respuesta dúctil, 7.2

período fundamental  
cálculo, 9.3.2.1; C-9.3.2  
método de Rayleigh, 9.3.2.1; C-9.3.2  
valor estimado, 9.3.2.2; C-9.3.2

período medio de retorno, C-6.1.3

peso  
de equipos, 7.1; C-7.1  
de maquinarias, 7.1; C-7.1  
total de la edificación, 7.1; C-7.1

pilotes  
cabezales, 11.4.6.1; C-11.4.6.1  
capacidad, 11.4.6.3; C-11.4.6.3  
criterios de diseño, 11.4.7; C-11.4.7  
efecto de Grupo, 11.4.6.5; C-11.4.6.5  
factor de reducción, 11.4.6.4; T 11.2  
general, 11.5.6  
métodos constructivos, C-11.4.6.2

piso  
definición, 2.1

piso blando  
efecto, 1.3

pisos prefabricados, 8.3.3

planta de la edificación  
área de aberturas, 6.5.2 (b.4); C-6.5.b  
entrantes, 6.5.2 (b.4); C-6.5.b  
relación largo/ancho, 6.5.2 (b.4); C-6.5.b

plantas de bombeo  
clasificación Grupo A, 6.1.1

plantas nucleares, 1.2

pórticos de acero  
diagonales concéntricas, C-6.3.1  
diagonales excéntricas  
    sistema estructural Tipo III a, 6.3.1; C-6.3.1

pórticos de concreto  
cartelas, C-8.3.2  
sistema estructural Tipo I, 6.3.1

pórticos diagonalizados  
definición, 2.1  
sistema estructural tipo III, 6.3.1

postsísmico  
parámetros, C-11.2.1

presión admisible del suelo, 11.4

probabilidad  
de excedencia, 2.1; C-4.1.3; C-4.2  
de ocurrencia, 3.5 (e)  
de ruina, C-4.1.3

procedimientos de integración directa, 9.8.3

proceso estocástico  
Gaussiano, C-9.4.5

propietario  
responsabilidades, 1.3; C-1.3.9

proyecto  
documentación, 1.3  
modificaciones, 1.3

puentes, 1.2  
normas, C-1.2

pushover analysis, C-9.9

Radio de giro inercial, 6.5.2 (b.1); 6.5.2 (b.2)  
definición, 2.1  
valor representativo, 9.5

- radio de giro torsional, 6.5.2
  - (b.2)
  - definición, 2.1; C-9.5
  - relación de excentricidad, C-6.5.b
  - valor representativo, 9.5
- Rayleigh
  - método, 9.3.2.1; C- 9.3.2
- recipientes de líquidos
  - pesos a considerar, 7.1, (a)
- redimensionamiento, 8.5
- reducción de respuesta sísmica, 8.7
- redundancia limitada, C-6.2.2
- referencias (véase Comentario)
- reforzamiento
  - definición, 2.1
  - edificaciones existentes, 12.6; C-12.6
  - objetivos, C-12.5
- rehabilitación (véase: adecuación)
- reparación
  - definición, 2.1
- requerimientos
  - de análisis, 8.3
  - de diseño y detallado, 3.3; C-3.3
  - de incidencia
    - sismorresistente, T 12.1
    - generales de la norma, 8
- requisitos=requerimientos
- residentes, C-1.3.8
- resistencia al corte, C-11.2.1
- resistencia lateral de un entrepiso
  - definición, 2.1
- responsabilidades, 1.3; C-1.3
- respuesta sísmica
  - probable, 9.83
  - reducción, 8.7; C-8.7
  - efectos del suelo, C-5.1(a)
- restaurantes
  - clasificación Grupo B2, 6.1.1
- riesgo torsional elevado (véase: torsión)
- rigidez de los diafragmas, 8.3.3
- rigidez lateral de un entrepiso
  - definición, 2.1
- rigidez relativa
  - sistema suelo-estructura, C-8.8
- rigidez torsional
  - elevada, C-6.5.b
- roca
  - blanda, T 5.1
  - dura, TC-5.1
  - espectros en, 5.1; 7.2
  - fracturada, T 5.1
  - sana, T 5.1
- rotación de los nodos, 3.5 (i)
- rótula plástica (véase: cedencia)
  - formación, C-3.3
- ruina
  - probabilidad, C-3.4; C-3.5
- Salas de máquina,
  - coeficiente sísmico, T 7.3; 9.3.3
  - fuerzas de diseño, 9.3
- secciones fisuradas, C-8.3.1
- selección de
  - métodos de análisis, 9.2
- sensibilidad
  - definición, 2.1
  - valores comunes, TC-11.1
- separaciones mínimas
  - entre edificaciones, 10.3; C-10.3
- sismos de revisión
  - edificaciones existentes, 12.4; C-12.4
- sismos extremos, 1.1
- sistemas
  - de aislamiento sísmico, C-4.2.1
  - de fundación, 11.4
    - mixto, 11.4
    - verificación, 11.4.1
  - mecánicos y eléctricos, 7.3
  - no tipificados, C-3.4
  - resistentes a sismos
    - combinación, 6.3.2; C-6.3.2
    - concepción, 8.1; C-3.5
    - definición, 2.1; C.2.1

discontinuidad, 6.5.2  
 (a.7) factor R, 6.4.1  
 Nivel de Diseño, T  
 6.3 estructuras de acero, 6.3  
 estructuras de concreto  
 armado, 6.3  
 geometría irregular, 6.5.2  
 (a.5) hiperestaticidad, 8.1  
 tipos, 6.3.1  
 suelo-estructura, C-8.8; C-9.1  
 rigidez relativa, C-8.8  
 sistemas de control pasivo, 8.7  
 sistemas eléctricos, 7.3.1  
 sistemas estructurales  
 combinación, 6.3.1; 6.3.2; C-  
 6.3.2  
 factor de reducción R, 6.4  
 planos no ortogonales, 6.5.2  
 (b.3)  
 resistentes a sismos, 6.3.1; C-  
 6.3.1  
 Tipo I, 6.3.1; C-6.3.1  
 Tipo II, 6.3.1  
 Tipo III, 6.3.1  
 Tipo IIIa, 6.3.1  
 Tipo IV, 6.3.1  
 sistemas mecánicos, 7.3.1  
 sistemas tipo tubo, C-6.3.1; C-  
 9.3  
 sobrerresistencia  
 definición, 2.1; C-3.4  
 en el valor de R, C-6.4(5); C-  
 10.1  
 sollicitación resultante, 8.6; C-  
 8.6  
 sollicitaciones sísmicas  
 completas, 9.6.2.3; 9.7.5  
 subestaciones  
 alto voltaje, 6.1.1  
 subestructuras  
 en voladizo, T 7.3  
 suelos  
 agotamiento resistente,  
 11.4.5.1  
 análisis postsísmico, 11.2  
 blandos, T 5.1; TC-5.1  
 cambios volumétricos, 5.2  
 casos especiales, 5.2; C-5.2  
 densos, T 5.1; TC-5.1  
 duros, T 5.1; TC-5.1  
 firmes, T 5.1; TC-5.1  
 licuables  
 potencialmente, 11.2; C-  
 11.2.1  
 medio densos, T  
 5.1  
 métodos de análisis, C-11.2.2  
 muy densos, T 5.1  
 muy duros, T 5.1  
 sueltos, T 5.1; TC-5.1  
 suelo-estructura  
 interacción, 8.8  
 superficie del terreno, C-5.1.3  
 superficies de fallas  
 terrenos en pendiente, C-  
 11.6.1  
 superposición de efectos  
 traslación y torsión, 8.4; C-  
 8.6; C-9.3 a C-9.7  
 supervisión, C-1.3.10  
 . Tabiquería (ver: mampostería)  
 distribución asimétrica, 6.5.2;  
 C-9.3  
 efectos, 8.3.4; C-8.3.4  
 existente  
 incidencia desfavorable,  
 12.5; C-8.3.4; C-12.5  
 torsión, C-8.3.4  
 tabiques  
 coeficiente sísmico, 7.3.2  
 divisorios frágiles, 10.2  
 taludes  
 evaluación, 11.6  
 análisis pseudoestático,  
 11.6.1  
 factores de seguridad,  
 11.6.2  
 tanques  
 coeficiente sísmico, 7.3  
 elevados, 1.2  
 teatros  
 clasificación Grupo B2, 6.1.1

techos  
   pesos a considerar, 7.1 (f)  
   prefabricados, 8.3.3  
 telecomunicaciones  
   clasificación, 6.1.1  
 templos  
   clasificación Grupo A, 6.1.1  
 terrazas  
   peso a considerar, 7.1 (f)  
 terrenos de fundación  
   tipificación, 5.1; T 5.1  
 terrenos en pendiente, 11.6; C-11.6  
   análisis, 11.6.1; C-11.6.1  
   factor de seguridad, 11.6.2; C-116.2  
   superficies de falla, C-11.6.1  
 tipo de estructura  
   clasificación, 6.3  
 torres  
   clasificación, 6.1.1  
   coeficiente sísmico, 7.3  
   de control, 1.2  
   de transmisión, 1.2  
 torsión  
   accidental, 9.6.2.2; 9.7.4; C-9.7.4  
   elevada, 6.5.2 (b.2)  
     Nivel de Diseño, T 6.3  
   estática equivalente, 9.5; C-9.5  
     conceptualización, C-9.5  
     normas, C-9.5  
     procedimiento, C-9.5  
   factor de amplificación  
     dinámica, C-9.5(b)  
   factor de reducción R, 6.4.1  
  
 . Uniones  
   capacidad resistente, 3.3  
   diseño, 3.3  
 urbanizadores  
   responsabilidades, 1.3; C-1.3.1  
 uso de edificaciones  
   adecuación, 12  
   cambios, 12.2 (c)  
   clasificación, 6.1  
 usos mixtos  
   clasificación, 6.1.2; C-6.1.2  
   usuarios, C-1.3.9  
  
 . Validez de la norma, 1.1  
 vallas publicitarias, T 7.3  
 velocidad de propagación  
   ondas corte, 5.1; T 5.1; C-5.1.1; TC-5.1  
   valores promedio, T-5.1; C-5.1.4  
   cálculo, C-5.1.4  
 Venezuela  
   zona sísmicas, T 4.2  
 verificación  
   edificaciones existentes, C-12.6  
 verificación de la estabilidad  
   muros de sostenimiento, 11.5.4  
 vida útil  
   definición, 2.1  
   evaluación, 12.2 (g)  
   modificaciones, C-4.1.3  
   movimientos de diseño, 2.1  
 viento  
   acciones, 8.6  
 vigas de riostra, 11.4.2; C-11.4.2  
 viviendas  
   clasificación, 6.1.1  
   peso a considerar, 7.1 (e)  
   repetitivas, 13.1  
 voladizo horizontal  
   carga de diseño, 7.3.2.1  
  
 . Zonas sísmicas  
   baja peligrosidad, C-4.1.3  
   definición, 2.1  
   elevada peligrosidad, C-4.1.3  
   Estados, T 4.2  
   Municipios, T 4.2  
   Venezuela, T 4.2  
 zonificación sísmica, 4.1; C-4.1  
   división política, T4.2; C-4.1.1

# **GUÍA PARA LAS CONSULTAS TÉCNICAS A LA COMISIÓN AD-HOC DE FUNVISIS**

## **INTRODUCCIÓN**

La Comisión Ad-Hoc de FUNVISIS ha acordado que todas las interpretaciones oficiales de las normas sismorresistente se tratarán de la misma manera formal. A tales efectos, todas las consultas deberán dirigirse por escrito a la sede de la Comisión.

Las consultas se tramitarán lo más pronto posible, pero debido a la complejidad del trabajo y a los procedimientos que han de seguirse, algunas interpretaciones y respuestas pueden consumir un tiempo considerable. La Comisión no responderá a las consultas planteadas telefónicamente ni a las que omitan las pautas siguientes.

## **RESPONSABILIDADES DE LA COMISIÓN**

Las actividades de la Comisión en lo que respecta a las interpretaciones oficiales de las normas que le competen, están estrictamente limitadas a interpretar los requisitos de sus normas o a considerar revisiones de las disposiciones existentes que se fundamenten en nuevos datos o tecnologías. Ni la Comisión ni sus miembros en su condición de tal, están autorizados para ofrecer interpretaciones o servicios de consultoría sobre problemas particulares de una obra de ingeniería, ni requisitos de las normas que se apliquen a la fabricación que no estén comprendidos en las mismas o asuntos no cubiertos específicamente por sus normas. En tales casos, el interpelador deberá buscar asistencia de un ingeniero experimentado en el campo particular de interés cuestionado.

## **PROCEDIMIENTO**

### **Datos del Destinatario y del Remitente**

Todas las consultas tienen que ser por escrito y dirigidas a:

Comisión Ad- Hoc  
FUNVISIS  
Prolongación Calle Mara , El Llanito  
Caracas 1070 A  
Fax: (0212) 257.99.77  
e-mail: [funvisis@internet.ve](mailto:funvisis@internet.ve)

Las consultas contendrán el nombre o nombres de los solicitantes, profesión, el organismo que representa, cuando sea pertinente, su dirección, teléfonos, telefaxes, correo electrónico, así como la suficiente información como para que la Comisión pueda entender cabalmente el asunto consultado. Para facilitar la organización y agilizar la tramitación es muy importante aislar cada problema, anexando toda la documentación pertinente, de forma que cada asunto deberá ser consultado separadamente. Cuando el asunto consultado no esté definido

claramente, o cuando se presenten cuestionamientos mezclados, la consulta será devuelta para ser aclarada.

A fin de lograr un procesamiento eficiente, todas las consultas serán presentadas en el orden y formato que se describe a continuación :

**1 Alcance.** Cada consulta se enfocará a una sola disposición de la norma, a menos que el asunto en cuestión relacione dos o más documentos. En el alcance de la pregunta se comenzará identificando la norma, su año de edición y cuál (es) de sus Artículos, Secciones, Subsecciones abarca (n) el asunto consultado.

**2 Objeto de la Consulta.** En el objetivo de la consulta se manifestará claramente si se trata de obtener una interpretación de los requisitos normativos o de solicitar la revisión de una disposición particular fundamentada en nuevos criterios, datos o tecnologías.

**3 Contenido de la Consulta.** La consulta debe ser concisa pero completa, a fin de permitir que la Comisión comprenda rápida y cabalmente el asunto en cuestión. Cuando sea apropiado, se usarán dibujos y croquis, y han de citarse, con sus datos identificadores, todos los párrafos, figuras y tablas pertinentes a la consulta. Si el asunto consultado tiene como propósito una revisión de la norma, deberá anexarse las justificaciones y documentación técnicas pertinentes.

**4 Solución Sugerida.** El interpelador, según sea el objeto de la consulta, deberá redactar una proposición de solución sugerida, manifestando su interpretación de las disposiciones pertinentes al asunto cuestionado, o redactar el texto de la revisión propuesta.

## **INTERPRETACIÓN Y REVISIÓN DE LAS DISPOSICIONES NORMATIVAS**

Las interpretaciones oficiales de las disposiciones de las normas sismorresistentes COVENIN las efectuará la Comisión. El Coordinador de la Comisión referirá la consulta a los miembros que tengan más experiencia sobre el tema. Una vez redactada la contestación será presentada a la Comisión en pleno para su revisión y aprobación. Luego de ser sancionada, el texto pasará a ser una interpretación oficial, y FUNVISIS enviará la respuesta a los solicitantes, a las dependencias oficiales involucradas y a FONDONORMA para su publicación.

## **PUBLICACIÓN DE LAS INTERPRETACIONES**

Todas estas interpretaciones oficiales deberán ser publicadas en el Boletín de FONDONORMA, e incorporadas en la futura edición de la norma venezolana correspondiente, así como en el Informe Anual de la Comisión.

## NORMAS COVENIN PARA ESTRUCTURAS

- 1618-82 **Estructuras de Acero para Edificaciones. Proyecto, Fabricación y Construcción.** 1980, 345 págs.
- 1618-98 **Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites.** 1999, 565 págs.
- 1753-85 **Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño.** 1985, 425 págs.
- 1755-82 **Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero.** 1982, 97 págs.
- 1756-82 **Edificaciones Antisísmicas.** 1982, 198 págs.
- 1756-98 **Edificaciones Sismorresistentes.** 1999, 117 págs.
- 2000-92 **Sector Construcción. Mediciones y Codificación de Partidas para Estudio, Proyectos y Construcción. Parte II-A Edificaciones.** 1993, 375 págs.
- 2000-2:1999 **Suplemento de la Norma COVENIN – MINDUR 2000/II.a-92.** 2000 , 135 págs.
- 2002-88 **Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.** 1989, 108 págs.
- 2003-87 **Acciones del Viento sobre las Construcciones.** 1988, 158 págs.
- 2004-98 **Terminología de las Normas COVENIN – MINDUR de Edificaciones.** 1998, 122 págs.
- 2733-90 **Proyecto, Construcción y Adaptación de Edificaciones de Uso Público Accesibles a Personas con Impedimentos Físicos.** 1991, 44 págs.
- 3400-98 **Impermeabilización de Edificaciones.** 1999, 242 págs.
- 3621:2000 **Diseño Sismorresistente de Instalaciones Industriales.**
- 3622:2000 **Diseño Sismorresistente de Recipientes y Estructuras.**
- 3623:2000 **Diseño Sismorresistente de Tanques Metálicos.**
- 3624:2000 **Diseño Sismorresistente de Estructuras en Aguas Lacustres y Someras.**

### **Distribución y Venta:**

#### **FONDONORMA**

Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad  
Torre Fondo Común, Pisos 11 y 12,  
Av. Andrés Bello, Caracas. Teléfonos: (0212) 575.44.98, (0212) 575.41.11.

**COVENIN  
1756-2:2001**

**CATEGORÍA  
H**

---

**FONDONORMA**  
**Av. Andrés Bello Edif. Torre Fondo Común Pisos 11 y 12**  
**Telf. 575.41.11 Fax: 574.13.12**  
**CARACAS**

**publicación de**



**I.C.S: 91.120.25**

**ISBN: 980-06-2745-8**

**RESERVADOS TODOS LOS DERECHOS**  
Prohibida la reproducción total o parcial, por cualquier medio.

---

**'Descriptores: Protección sísmica, edificaciones sismorresistente, ingeniería civil, isismo, terremoto.**