

**GUÍA PARA LA EVALUACIÓN  
DE EDIFICACIONES  
EXISTENTES CON FINES DE  
ADECUACIÓN SÍSMICA**

**INGENIERÍA SÍSMICA**





# **GUÍA PARA LA EVALUACIÓN DE EDIFICACIONES EXISTENTES CON FINES DE ADECUACIÓN SÍSMICA**

**Oscar Andrés López**

**Caracas, noviembre de 2014**

**Título:**

**Guía para la Evaluación de Edificaciones Existentes con Fines de Adecuación Sísmica**

Serie Geópolis

Ingeniería Sísmica

**Depósito legal:**

lfí74320143003776

**ISBN:**

978-980-7644-78-5

**Editor CAF-banco de desarrollo de América Latina**

Esta serie es coordinada por la Vicepresidencia de Infraestructura de CAF-banco de desarrollo de América Latina

Antonio Juan Sosa

Vicepresidente Ejecutivo de Infraestructura

Diego Sánchez

Director de Análisis y Programación Sectorial

Jesús Suniaga

Ejecutivo Principal

**Autor:**

Óscar Andrés López

**Coordinación general:**

Carlos Genatios y Marianela Lafuente

**Coordinación de edición:**

Paolo Maragno y Kelsy Koch

**Diseño gráfico:**

Gatos Gemelos Comunicación

**Corrección:**

Marianela Lafuente

**Diagramación:**

Margarita Páez Pumar

Las ideas y planteamientos contenidos en la presente edición son de exclusiva responsabilidad de sus autores y no comprometen la posición oficial de CAF-banco de desarrollo de América Latina.

© 2014 Corporación Andina de Fomento

Todos los derechos reservados

# ÍNDICE GENERAL

Índice de tablas	6
Índice de figuras	7
Lista de símbolos	9
Presentación	13
Resumen ejecutivo	15
Instrucciones para la aplicación de esta guía	17
<b>1. Introducción</b>	21
1.1 Motivación	23
1.2 Objetivos y alcance	25
1.3 Aplicación a la reducción del riesgo sísmico en una ciudad	26
1.4 Documentos de referencia	27
<b>2. Selección de Edificaciones para la Evaluación Estructural</b>	29
2.1 Criterios de priorización	31
2.2 Antecedentes de procedimientos de priorización sísmica	32
2.3 Procedimiento de priorización sísmica	33
2.3.1 Índice de Importancia	33
2.3.2 Índice de Amenaza Sísmica	35
2.3.3 Índice de Vulnerabilidad	37
2.4 Aplicación del procedimiento de priorización sísmica	38
<b>3. Objetivos de la Evaluación Sismo Resistente</b>	43
3.1 Nivel de Amenaza Sísmica	45
3.2 Grado de Importancia	46
3.3 Nivel de Desempeño	46
<b>4. Información Requerida</b>	51
4.1 Información documental	53
4.2 Inspecciones al sitio	53
<b>5. Definición de los Movimientos Sísmicos</b>	55
5.1 Movimientos sísmicos a partir de mapas de zonificación	57
5.1.1 Espectros de respuesta de sistemas elásticos	57
5.1.2 Ejemplos y relación con espectros de algunas normas	61
5.1.3 Ejemplo de espectros para tres niveles de amenaza sísmica	65
5.1.4 Espectros de respuesta de sistemas inelásticos	68
5.1.5 Acelerogramas	70
5.2 Movimientos sísmicos a partir de estudios específicos de amenaza	73

<b>6. Requisitos Generales</b>	77
6.1 Resistencia de los materiales	79
6.2 Factores de reducción	79
6.3 Efectos de las paredes de relleno	80
6.4 Direcciones de análisis y combinación de efectos	85
6.5 Componente Sísmica Vertical	86
6.6 Torsión accidental	86
6.7 Combinación de cargas	87
6.8 Límites de deriva	89
6.9 Idealización de la estructura y sus componentes	93
6.9.1 Pesos y masas	94
6.9.2 Rigideces	94
6.9.3 Paredes	95
6.9.4 Ejemplo	96
<b>7. Métodos de Análisis</b>	101
7.1 Selección del método de análisis	103
7.2 Análisis estático lineal	104
7.2.1 Fuerza cortante en la base	104
7.2.2 Período fundamental de vibración	105
7.2.3 Distribución vertical de fuerzas laterales	106
7.2.4 Fuerzas y deformaciones en elementos estructurales	106
7.3 Análisis dinámico lineal	107
7.4 Análisis estático no lineal	109
7.4.1 Curva de capacidad	109
7.4.2 Curva idealizada de capacidad	114
7.4.3 Demanda sísmica	115
7.5 Análisis dinámico no lineal	117
7.5.1 Ejemplo	118
<b>8. Criterio de Aceptación o Rechazo</b>	125
<b>9. Estrategias de Adecuación</b>	129
9.1 Intervención de los elementos estructurales	131
9.2 Aumento de la rigidez y resistencia global de la estructura	131
9.3 Reducción o eliminación de irregularidades	132
9.4 Uso de amortiguadores y aisladores	132
9.5 Adecuación de componentes no estructurales	133
<b>10. Presentación de la Información</b>	135
10.1 Información general	137
10.2 Estudio de suelos	137
10.3 Informe de evaluación de la edificación	137

10.4 Memoria descriptiva del proyecto de refuerzo	137
10.5 Planos de arquitectura y estructura	138
Bibliografía	139
Biografía del autor	143

## Índice de tablas

<b>Tabla 2.1</b>	Clasificación según el uso del edificio	34
<b>Tabla 2.2</b>	Calificación del Índice de Importancia	34
<b>Tabla 2.3</b>	Valores posibles del índice de importancia ( $I_i$ )	35
<b>Tabla 2.4</b>	Índice de Amenaza ( $I_A$ ) para la Zona IV de Costa Rica	36
<b>Tabla 2.5</b>	Índice de Amenaza Sísmica ( $I_A$ ) en una región ficticia	36
<b>Tabla 2.6</b>	Índices de vulnerabilidad ( $I_i$ ) y pesos relativos ( $\alpha_i$ )	37
<b>Tabla 2.7</b>	Calificación de la vulnerabilidad	38
<b>Tabla 2.8</b>	Valores del Índice de Priorización $I_p$ para edificaciones de igual vulnerabilidad	39
<b>Tabla 2.9</b>	Valores del Índice de Priorización $I_p$ para edificaciones localizadas en una misma zona sísmica	40
<b>Tabla 3.1</b>	Niveles de Desempeño en función de la Amenaza Sísmica y del Grado de Importancia de la edificación	48
<b>Tabla 5.1</b>	Valores del parámetro de sitio $F_A$ para períodos cortos	60
<b>Tabla 5.2</b>	Valores del parámetro de sitio $F_V$ para el período de 1 segundo	60
<b>Tabla 5.3</b>	Clasificación geotécnica	61
<b>Tabla 5.4</b>	Coefficientes de amortiguamiento en estructuras	62
<b>Tabla 5.5</b>	Valores de $A_c$ y $A_1$ para los tres niveles de amenaza sísmica. F, O y E en una región	65
<b>Tabla 5.6</b>	Propiedades de los siete pares de acelerogramas	72
<b>Tabla 6.1</b>	Factores de reducción (R) para distintas épocas constructivas en Venezuela	81
<b>Tabla 6.2</b>	Definición de estados de daño para varios tipos estructurales	90
<b>Tabla 6.3</b>	Valores de Deriva Normalizada (%) asociada a tres estados de daño para edificios con nivel de diseño alto	92
<b>Tabla 6.4</b>	Valores de Deriva Normalizada (%) asociada a tres estados de daño para edificios con nivel de diseño pre-norma	93
<b>Tabla 6.5</b>	Períodos (segundos) de los tres primeros modos de vibración del edificio escolar para los diferentes modelos considerados	99
<b>Tabla 6.6</b>	Cocientes de períodos con respecto al Modelo 1 de los tres primeros modos de vibración	99
<b>Tabla 7.1</b>	Valores de $C_0$	116
<b>Tabla 7.2</b>	Parámetros a, b y c de las columnas en flexión	121

## Índice de figuras

<b>Figura 1.1</b>	Derrumbe de viviendas informales y formales en el terremoto de Haití	23
<b>Figura 1.2</b>	Viaducto de Ciprés derrumbado en Estados Unidos durante el Sismo de Loma Prieta, California, 1989, que había sido diseñado para resistir terremotos	24
<b>Figura 1.3</b>	Fuentes comunes de vulnerabilidad sísmica presentes en edificaciones antiguas	25
<b>Figura 2.1</b>	Zonas donde se consideran los efectos topográficos	36
<b>Figura 2.2</b>	Variación del Índice de Priorización con la importancia y la zona sísmica, para edificios de vulnerabilidad media	39
<b>Figura 2.3</b>	Variación del Índice de Priorización con la importancia y la vulnerabilidad sísmica, para edificios en una zona de elevada amenaza	41
<b>Figura 3.1</b>	Curva de capacidad de un edificio mostrando los rangos de deformaciones asociados a los tres niveles de desempeño D1, D2 y D3	48
<b>Figura 3.2</b>	Curvas de capacidad mostrando el desempeño esperado de tres edificaciones ante los sismos Frecuente (F), Ocasional (O) y Excepcional (E)	49
<b>Figura 5.1</b>	Espectro de aceleraciones de sistemas elásticos para las condiciones geotécnicas A, B, C, D y E. Zona sísmica con $A_c=0,95$ y $A_1=0,55$ . Amortiguamiento $\zeta=5\%$	64
<b>Figura 5.2</b>	Espectro de aceleraciones de sistemas elásticos para amortiguamientos $\zeta=1, 5, 10$ y $20\%$ . Zona sísmica con $A_c=0,95$ y $A_1=0,55$ . Condición de sitio: B	64
<b>Figura 5.3</b>	Espectros de aceleraciones para tres niveles de amenaza sísmica en un sitio de la República Dominicana: Frecuente (F), Ocasional (O) y Excepcional (E). Amortiguamiento de $5\%$ y condición de sitio B	66
<b>Figura 5.4</b>	Espectros de desplazamientos para tres niveles de amenaza sísmica en un sitio de la República Dominicana: Frecuente (F), Ocasional (O) y Excepcional (E). Amortiguamiento de $5\%$ y condición de sitio B	67
<b>Figura 5.5</b>	Espectro de aceleraciones para sistemas inelásticos y cuatro valores de R. Amortiguamiento $\zeta=5\%$ . Zona sísmica con $A_c=0,95$ y $A_1=0,55$ . Condición de sitio: B	70
<b>Figura 5.6</b>	Espectros de aceleraciones de siete pares de acelerogramas que oscilan alrededor de un espectro objeto	72
<b>Figura 5.7</b>	Acelerogramas del evento Imperial Valley-06, Estación Parachute Test Site	73
<b>Figura 6.1</b>	El edificio Mijagual antes y después de sismo de Caracas de 1967	82
<b>Figura 6.2</b>	Formación de un potencial modo de colapso por la presencia de un piso blando inducido por la terminación de las paredes de relleno	82

<b>Figura 6.3</b>	Piso blando en un entrepiso intermedio de un edificio en Caracas	83
<b>Figura 6.4</b>	Falla en columna corta de la escuela Valentín Valiente	84
<b>Figura 6.5</b>	Caída de paredes de mampostería de relleno en Caracas durante el sismo de 1967	85
<b>Figura 6.6</b>	Imagen 3D del edificio escolar. Se excluyen en la imagen la losa del techo y las paredes en dirección Norte-Sur	97
<b>Figura 7.1</b>	Modo de derrumbe generado por la articulación de las columnas de un entrepiso superior	111
<b>Figura 7.2</b>	Modo de derrumbe generado por la articulación de las columnas en el primer nivel del edificio	112
<b>Figura 7.3</b>	Modo de derrumbe del tipo viga, generado por la articulación de todas las vigas y de todas las columnas en la base del edificio	113
<b>Figura 7.4</b>	Curva de capacidad y curva idealizada	115
<b>Figura 7.5</b>	Pórtico representativo del edificio escolar	118
<b>Figura 7.6</b>	Columna corta generada por la interrupción de la pared en un salón de clase de una escuela	119
<b>Figura 7.7</b>	Acelerograma para el análisis dinámico no lineal del edificio escolar	119
<b>Figura 7.8</b>	Diagramas fuerza-deformación de vigas, columnas y paredes	121
<b>Figura 7.9</b>	Respuesta dinámica del edificio escolar	122
<b>Figura 7.10</b>	Estado final del pórtico justo antes del colapso en $t = 5,14$ s	123

## Lista de símbolos

- A** = Cociente entre períodos de vibración.
- A(T)** = Coeficiente de aceleración espectral. Es igual a la aceleración espectral dividida entre  $g$ .
- a, b, c** = Parámetros que definen las relaciones fuerza-deformación en el rango inelástico.
- A<sub>1</sub>** = Coeficiente de aceleración espectral para el período de 1 s.
- A<sub>1M</sub>** = Coeficiente de aceleración espectral para el período de 1 s, que incluye las condiciones geotécnicas del sitio.
- A<sub>C</sub>** = Coeficiente de aceleración espectral para períodos cortos.
- A<sub>CM</sub>** = Coeficiente de aceleración espectral para períodos cortos, que incluye las condiciones geotécnicas del sitio.
- A<sub>g</sub>** = Área de la sección gruesa de un elemento de concreto armado.
- A<sub>1</sub>(T)** = Coeficiente de aceleración espectral para sistemas inelásticos.
- A<sub>x</sub>** = Factor que incorpora los efectos de la torsión accidental.
- B** = Exponente para determinar el período de vibración de un edificio.
- B** = Factor que incorpora el efecto del suelo.
- c** = Exponente para construir el espectro inelástico.
- C<sub>0</sub>** = Factor que correlaciona el desplazamiento del último piso de un sistema de muchos grados de libertad con el de un sistema de un grado de libertad.
- C<sub>1</sub>** = Factor que correlaciona el máximo desplazamiento del sistema inelástico con el del sistema elástico.
- C<sub>2</sub>** = Factor que representa el efecto de la degradación de rigidez y de resistencia y el estrangulamiento de las curvas fuerza-deformación.
- C<sub>ij</sub>** = Coeficiente de correlación entre las respuestas  $r_i$  y  $r_j$  de los modos  $i$  y  $j$ .
- C<sub>t</sub>** = Coeficiente para determinar el período de vibración de un edificio.
- C<sub>u</sub>** = Resistencia al corte no drenada ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ).
- D(T)** = Desplazamiento espectral.
- D1** = Nivel de desempeño funcional de una edificación.
- D2** = Nivel de desempeño de daño estructural controlado de una edificación.
- D3** = Nivel de desempeño de prevención del derrumbe de una edificación.
- d<sub>i</sub>** = Profundidad del estrato  $i$  del depósito.
- E** = Sismo excepcional.
- F** = Sismo frecuente.
- F<sub>A</sub>** = Parámetro del sitio para períodos cortos.
- F<sub>i</sub>** = Fuerza lateral en el nivel  $i$  del edificio.
- F<sub>Y</sub>** = Parámetro del sitio para el período de 1 segundo.
- f<sub>c</sub>** = Resistencia a la compresión del concreto.
- g** = Aceleración de gravedad, igual a  $9,81 \text{ m/s}^2$ .
- h** = Altura de un talud.
- h** = Altura del primer entrespacio.

- H** = Altura total del edificio.  
**H<sub>i</sub>** = Altura del nivel *i* respecto al nivel de base.  
**h<sub>i</sub>, h<sub>j</sub>** = Alturas de los niveles *i* y *j* medidos con respecto a la base del edificio.  
**h<sub>k</sub>** = Altura del entrepiso *k*.  
**H<sub>v</sub>** = Altura a la cual se localiza la resultante de las fuerzas laterales aplicadas o cortante basal.  
**I<sub>A</sub>** = Índice de Amenaza.  
**I<sub>A</sub>** = Índice de Importancia.  
**I<sub>i</sub>** = Índice de la vulnerabilidad específica *i*.  
**I<sub>p</sub>** = Índice de Priorización.  
**I<sub>v</sub>** = Índice de Vulnerabilidad.  
**k** = Exponente para determinar las fuerzas laterales.  
**k<sub>e</sub>** = Rigidez efectiva.  
**K<sub>i</sub>** = Rigidez inicial.  
**L** = Longitud de un talud.  
**M<sub>uc</sub>** = Momento último en un extremo de una columna.  
**M<sub>uv</sub>** = Momento último en un extremo de una viga.  
**M<sub>w</sub>** = Magnitud de momento.  
**M<sub>y</sub>** = Momento cedente.  
**n** = Número de estratos distintos en los primeros 30 metros del depósito de suelo.  
**N** = Número de pisos. Número de ocupantes de una edificación. También número de golpes en el ensayo de penetración estándar.  
**O** = Sismo ocasional.  
**P** = Carga axial.  
**P<sub>e</sub>** = Probabilidad de excedencia en la vida útil de la edificación.  
**Q<sub>p</sub>** = Efectos de las cargas permanentes.  
**Q<sub>s</sub>** = Efectos de la acción de las cargas sísmicas.  
**Q<sub>SH</sub>** = Efectos de las dos componentes horizontales del movimiento sísmico, incluyendo los efectos de la torsión accidental.  
**Q<sub>SV</sub>** = Efectos de la componente vertical del movimiento sísmico.  
**Q<sub>Sx</sub>** = Efectos de la componente del sismo en la dirección *x*.  
**Q<sub>Sy</sub>** = Efectos de la componente del sismo en la dirección ortogonal *y*.  
**Q<sub>U</sub>** = Efectos de la acción combinada de las cargas gravitatorias y las cargas sísmicas.  
**Q<sub>v</sub>** = Efectos de la porción de las cargas variables de servicio.  
**r** = Respuesta máxima probable.  
**R** = Factor de reducción del espectro elástico.  
**r<sub>i</sub>** = Respuesta en el modo *i*.  
**r<sub>j</sub>** = Respuesta en el modo *j*.  
**R<sub>y</sub>** = Fuerza axial resistente.  
 **$\tilde{R}$**  = Cociente entre la demanda elástica y la capacidad en términos de la fuerza cortante basal a nivel cedente.  
**t** = Vida útil o lapso de exposición de una edificación.

- T** = Período de retorno, en años. También período de vibración, en segundos.
- T<sup>+</sup>** = Período característico para construir el espectro inelástico, en segundos.
- T<sub>a</sub>** = Efectos de aplicar los momentos torsores accidentales.
- T<sub>e</sub>** = Período efectivo.
- T<sub>i</sub>** = Período inicial elástico.
- T<sub>L</sub>** = Período que separa las ramas de velocidad espectral constante y de desplazamiento espectral constante, en segundos.
- T<sub>o</sub>** = Período que da inicio a la rama de aceleración espectral constante, en segundos.
- T<sub>s</sub>** = Período que separa las ramas de aceleración espectral constante y de velocidad espectral constante, en segundos.
- u** = Desplazamiento del centro de masas en el último nivel del edificio.
- V** = Fuerza cortante en la base del edificio.
- v<sub>i</sub>** = Velocidad promedio de la onda de corte del estrato i.
- V<sub>s30</sub>** = Velocidad de propagación de las ondas de corte en los primeros 30 metros de profundidad del suelo.
- V<sub>ub</sub>** = Cortante último que resiste el edificio, en la base.
- V<sub>uk</sub>** = Cortante último que resiste el entrepiso k.
- V<sub>y</sub>** = Fuerza cortante cedente.
- $\tilde{v}_s$**  = Velocidad promedio de la onda de corte a pequeñas deformaciones en los primeros 30 metros de profundidad (m/s).
- W** = Peso sísmico efectivo.
- w<sub>i</sub>, w<sub>j</sub>** = Pesos sísmicos efectivos en los niveles i y j.
- D<sub>y</sub>, d<sub>y</sub>** = Desplazamiento cedente.
- a** = Factor de modificación por efecto del amortiguamiento estructural.
- a<sub>i</sub>** = Peso relativo de la vulnerabilidad i.
- d<sub>max</sub>** = Deriva máxima en un extremo de la planta.
- d<sub>medio</sub>** = Deriva promedio entre los dos extremos de la planta.
- h** = Parámetro para cuantificar la irregularidad torsional.
- q<sub>y</sub>** = Rotación cedente.
- z** = Coeficiente de amortiguamiento, en fracción decimal.
- β** = Factor de corrección del cortante basal que incorpora el efecto de los modos de vibración.
- β<sub>1</sub>** = Fracción de la masa participativa en el modo fundamental.
- Θ** = Ángulo que describe la pendiente de un talud.



# PRESENTACIÓN

La ocurrencia de eventos naturales en América Latina y el Caribe afecta a nuestras sociedades e incide en el desarrollo sostenible de nuestros pueblos. Haití y Chile sufrieron, en 2010, los embates de fuertes terremotos y respondieron, según sus posibilidades, a las repercusiones que tales acontecimientos tuvieron en su economía. En el caso de Haití, el valor total de los daños y pérdidas, ocasionados por el terremoto (vivienda, escuelas, hospitales, edificios, carreteras, puentes, aeropuertos), rondó el 120% de su PIB (año 2009). En el caso chileno, aunque con menor impacto en cuanto a daños de infraestructura y pérdidas humanas lamentables, fue necesaria la reconstrucción de un significativo número de viviendas, carreteras, aeropuertos y puentes, así como la reparación de estructuras estratégicas, hospitales y escuelas, lo cual representó cerca de un cuarto de su PIB.

Estos casos, con diferentes grados de preparación, nos demuestran la necesidad de estar aún más capacitados para minimizar las pérdidas ocasionadas por los desastres naturales y disminuir el riesgo generado por la acción del hombre al modificar el territorio que habita. El reconocimiento de esta realidad es el punto de partida para el desarrollo de la resiliencia en los países.

CAF –banco de desarrollo de América Latina–, consciente de esta situación, ha sido pionero en promover una cultura de riesgos e implementar estudios y programas sobre las amenazas naturales y su mitigación.

A finales de los años 90, CAF desarrolló el programa PREANDINO que permitió trabajar con los países en el reconocimiento de las responsabilidades que tienen los actores del desarrollo en la creación de vulnerabilidades y en el impulso a la formulación de políticas nacionales, sectoriales y territoriales de prevención y mitigación de riesgos. Esto permitió reunir un cúmulo importante de información sobre nuestro territorio y su realidad.

De esta forma la Institución sienta un precedente en el reconocimiento del impacto de los fenómenos naturales, la implementación de procesos para la incorporación de la reducción de riesgos de desastres en los canales de planificación de las acciones del desarrollo y en el involucramiento de los actores clave de la sociedad.

Con base en esta experticia y con el objetivo de aprovechar y potenciar el conocimiento científico e institucional desarrollado en la región, a partir del año 2012, CAF creó el programa GeóPOLIS.

Esta es una iniciativa que busca continuar el desarrollo de la cultura de prevención, la promoción de mejores prácticas de políticas públicas y la generación de conocimiento en distintas áreas relacionadas con la reducción de riesgos de desastres. Para alcanzar sus objetivos, el programa integra una red de ingenieros y especialistas con alto nivel académico y comprobada experticia en el análisis de problemas acuciantes y en el diseño de estrategias para la mitigación de riesgos. El trabajo se basa en tres líneas de acción: (i) ingeniería sísmica, (ii) planificación y fortalecimiento institucional para la reducción de riesgos de desastres y (iii) cambio climático y disponibilidad de recursos hídricos. El conocimiento generado se pone a disposición de implementadores de políticas públicas, la academia, los gobiernos nacionales y locales, el sector privado y público en general, para promover el desarrollo social, ambiental, económico y sustentable de nuestra región.

GeóPOLIS desarrolla conocimientos para que los tomadores de decisiones y sus equipos técnicos puedan contribuir a la reducción de vulnerabilidades y el aumento de la resiliencia de nuestras sociedades.

El programa genera y pone a disposición conocimiento técnico para la región que favorece al entendimiento y la preparación para los desastres, la evaluación de las estructuras estratégicas, la revisión de los marcos nacionales y locales para el fortalecimiento institucional y la promoción del diálogo de los distintos sectores relacionados con la reducción del riesgo en América Latina.

Tengo la certeza que esta valiosa iniciativa contribuirá al intercambio de mejores prácticas en la región y a la generación de redes de expertos, así como a mejorar la calidad de vida de nuestras sociedades.

L. Enrique García  
Presidente Ejecutivo

## RESUMEN EJECUTIVO

La ocurrencia de terremotos a lo largo del planeta ha destacado el valor de la prevención; los efectos de los sismos han sido sustancialmente reducidos en aquellos países en donde se ha implantado una cultura sismo resistente. Muchas edificaciones que fueron construidas en el pasado con normas y criterios de diseño sísmico menos exigentes a los actuales, han demostrado poseer una elevada vulnerabilidad y deben ser reforzadas. Se presentan en este documento lineamientos para la evaluación y adecuación sísmica de edificaciones existentes. Está orientado en primer lugar hacia edificaciones antiguas pero también a edificaciones que deban ser reparadas o que estén sujetas a cambios de uso o a modificaciones sustanciales en su estructura.

Se presenta en primer lugar una metodología para seleccionar cuáles edificaciones deben ser evaluadas; se definen criterios de priorización que dependen de la amenaza sísmica, de la vulnerabilidad y de la importancia de la edificación, para los efectos de la toma de decisiones sobre la necesidad de proceder o no con un estudio detallado de evaluación sismo resistente y un eventual proyecto de refuerzo estructural.

Para el análisis detallado de una edificación, se definen niveles de desempeño los cuales dependen del nivel de amenaza sísmica y del grado de importancia del edificio. Se describe la información necesaria que debe ser recabada para hacer el estudio de evaluación sísmica, tanto de carácter documental como a partir de inspecciones al sitio. Se definen los movimientos sísmicos en términos de espectros de respuesta o de acelerogramas, determinados a partir de mapas de zonificación o de estudios específicos de amenaza en el sitio de interés. Se presentan recomendaciones sobre la selección de las propiedades de los materiales, la elaboración del modelo matemático del edificio, la combinación de las cargas sísmicas con otras acciones, la incorporación de los efectos de las paredes, entre otros.

Se describen los métodos de análisis estático lineal, dinámico lineal, estático no lineal y dinámico no lineal, para la determinación de las deformaciones y solicitaciones en los componentes estructurales inducidos por la acción sísmica. Finalmente se describen algunas estrategias para la adecuación estructural sismo resistente.

Se incluye una síntesis para la aplicación de esta guía. Es un esquema que ilustra los pasos de un programa para la protección de edificaciones existentes, contra la eventual ocurrencia de terremotos. Se indican las secciones de la guía que incluyen los contenidos relacionados con cada paso, para facilitar su lectura y utilización.

**Palabras Claves:** Terremotos, Ingeniería Sismorresistente, Diseño Sísmico de Edificaciones, Análisis Sísmico, Reducción de Riesgos de Desastres, Adecuación Sísmica, Evaluación Sísmica.



# INSTRUCCIONES PARA LA APLICACIÓN DE ESTA GUÍA

## Problema:

Sea un municipio o localidad de un estado o país, en donde las autoridades desean iniciar un programa de protección de las edificaciones existentes, contra la ocurrencia futura de terremotos. Se conoce que las edificaciones son de muy variada antigüedad, cumplen diversos usos y funciones y poseen un variado grado de ocupación.

## Acciones:

Las acciones a implementar se resumen en los siguientes pasos (La Sección correspondiente en la Guía se indica entre paréntesis):

### A) Para la región:

#### Paso 1: Selección de edificaciones prioritarias (Sección 2)

- Inspección rápida de todas las edificaciones del municipio
- Asignación de índices de importancia, amenaza, vulnerabilidad y priorización.
- Ordenación por índice de priorización

### B) Para cada edificación seleccionada:

#### Paso 2: Niveles de Desempeño (Sección 3)

- Selección de los niveles de desempeño, en función del Nivel de Amenaza Sísmica y del Grado de Importancia.

#### Paso 3: Información detallada de la edificación (Sección 4)

- Recopilación de planos, memoria de cálculo estructural, estudio de suelos.
- Inspección del sitio y recopilación de información detallada de la edificación y del terreno en las adyacencias.
- Pruebas de materiales.

**Paso 4: Capacidad para disipar energía y materiales (Sección 5)**

- Asignación de un factor de reducción en función de la capacidad de disipación de energía de la edificación.
- Determinación de las propiedades de los materiales.

**Paso 5: Movimientos Sísmicos (Sección 6)**

- Determinación de los espectros de respuesta de sistemas elásticos para los tres niveles de amenaza sísmica.
- Seleccionar o generar acelerogramas, si son requeridos.
- Determinación de los espectros de respuesta de sistemas inelásticos, en función del factor de reducción seleccionado.

**Paso 6: Análisis y respuesta estructural (Sección 7)**

- Elaboración del modelo matemático de la edificación.
- Determinación de la respuesta estructural ante los movimientos sísmicos especificados.

**Paso 7: Demanda/Capacidad (Sección 8)**

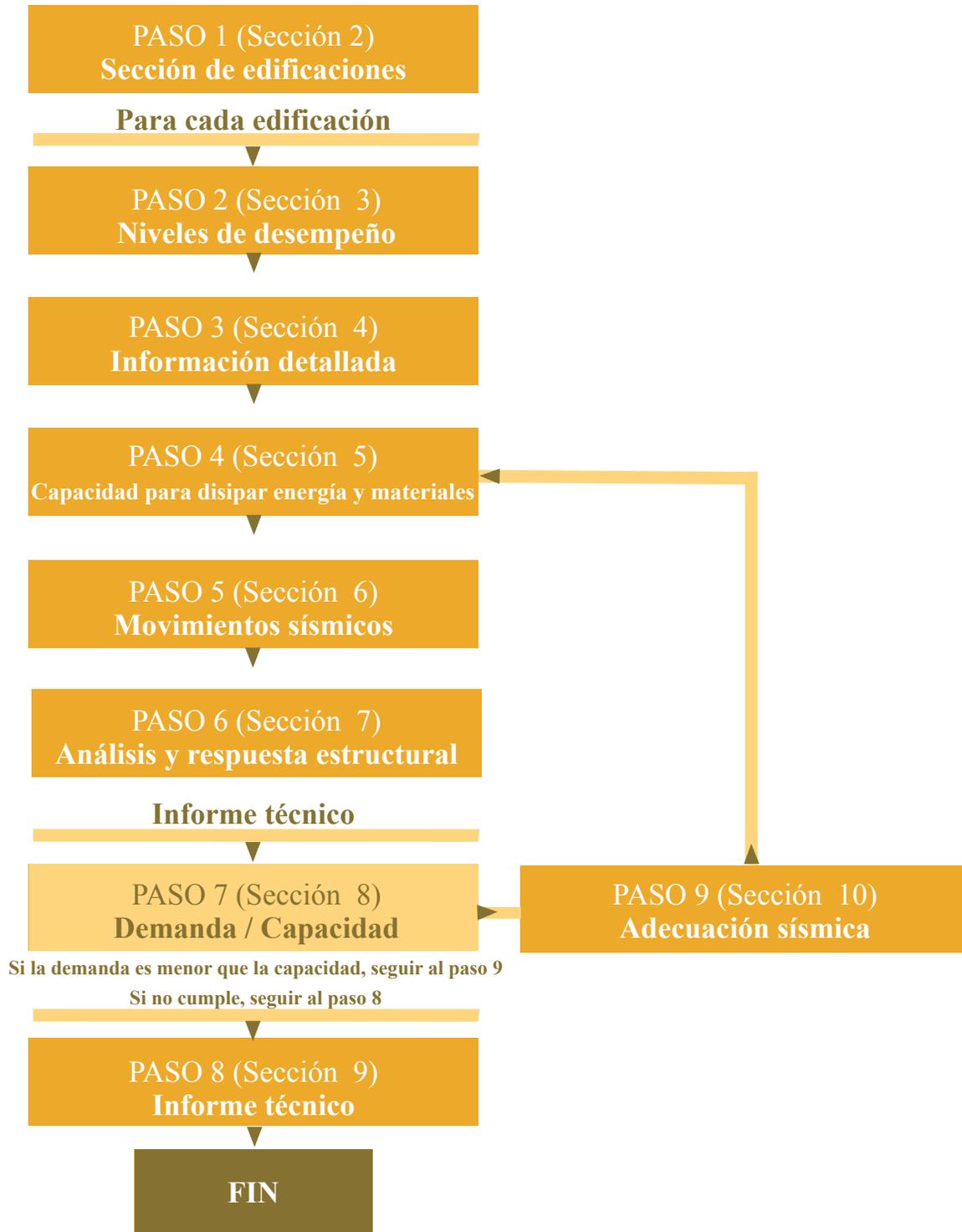
- Comparación de las demandas de deriva con las derivas admisibles, para cada nivel de desempeño.
- Comparación de las demandas con las capacidades, a nivel de los elementos estructurales, en términos de fuerzas y deformaciones.
- Si las demandas están por debajo de las capacidades, continuar en el Paso 9. Si las demandas están por encima de las capacidades, continuar en el Paso 8.

**Paso 8: Adecuación sísmica (Sección 9)**

- Hacer un proyecto de adecuación sísmica, local o global.
- Ir al Paso 4 y repetir los siguientes pasos hasta satisfacer los criterios Demanda/capacidad del Paso 7.

**Paso 9: Informe Técnico (Sección 10)**

- Estudio de suelos.
- Informe de evaluación y diagnóstico de la edificación.
- Informe del proyecto de adecuación sísmica.





# 1. INTRODUCCIÓN



## 1.1 Motivación

El terremoto de Haití del 2010 provocó la muerte de unas 220.000 personas, principalmente por el derrumbe de viviendas. También causó el colapso de 13 de un total de 15 edificios principales de gobierno y la destrucción de 50 centros de salud u hospitales y 1300 edificios escolares (EERI, 2010(a) y 2010(b)), con daños estimados en 7,8 millardos de dólares lo que equivale al 120% de su PIB del año anterior (**Figura 1.1**). Sin embargo, el terremoto de Chile del mismo año que tuvo una magnitud considerablemente mayor y liberó aproximadamente 500 veces más energía que el de Haití, provocó la muerte de no más de 600 personas. Aun cuando el gran terremoto de Chile causó daños importantes en la infraestructura de ese país, ello ocurrió a un nivel considerablemente menor que en Haití. La diferencia en los efectos de estos dos terremotos ha puesto en evidencia de una manera dramática la importancia de la prevención, destacando cómo el incumplimiento de principios básicos de construcción sismo resistente en regiones sísmicamente activas, conducirá inevitablemente en un corto, mediano o largo plazo, a una catástrofe.

(a)



(b)



**Figura 1.1** Derrumbe de viviendas informales y formales en el terremoto de Haití (a) Viviendas populares (b) Edificios (Fotografías: Flickr. Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo).

<https://www.flickr.com/photos/unitednationsdevelopmentprogramme/4274633152/in/photostream/lightbox/>

<https://www.flickr.com/photos/unitednationsdevelopmentprogramme/4274635592/in/photostream/lightbox/>

El derrumbe de construcciones durante sismos ha ocurrido también en países que destinan importantes sumas de dinero a la investigación y prevención; por ejemplo, numerosas construcciones que colapsaron con los sismos de California (1971, 1989, 1994) y Japón (1995), sí habían sido diseñadas con normas sísmicas pero éstas demostraron ser insuficientes (**Figura 1.2**). Esto es debido, en buena medida, a que las normas de construcción de hace varias décadas establecían criterios de diseño sísmico considerablemente menos rigurosos que los actuales; el estado del conocimiento científico actual conduce a aceptar que las construcciones antiguas poseen mayor vulnerabilidad y que pueden dañarse y aún derrumbarse durante

un terremoto. En el caso de Venezuela, donde se acepta que pueden ocurrir eventos sísmicos de tamaño similar o mayor al de Haití, se estima que más del 50% de la infraestructura del país fue desarrollada antes de 1982, con normas sísmicas hoy consideradas insuficientes para garantizar una protección adecuada.



**Figura 1.2** Viaducto de Ciprés derrumbado en Estados Unidos durante el Sismo de Loma Prieta, California, 1989, que había sido diseñado para resistir terremotos. (Fotografías: H.G. Wilshire, *U.S. Geological Survey*).  
<http://pubs.usgs.gov/dds/dds-29/screens/019sr.jpeg> <http://pubs.usgs.gov/dds/dds-29/screens/019sr.jpeg>

La **Figura 1.3** muestra dos características típicas de las estructuras antiguas que las hacen de elevada vulnerabilidad ante la acción de los sismos. La ausencia de planos de resistencia sísmica en una dirección horizontal se pone de manifiesto en una escuela construida en Caracas en 1970 la cual es mostrada en la **Figura 1.3 (a)**. La **Figura 1.3 (b)** muestra un detalle de una columna de concreto armado de un edificio alto que resultó dañado en Caracas durante el sismo de 1967; se aprecia allí la insuficiencia del refuerzo transversal debido a un doblado inadecuado de los ganchos y a una separación excesiva entre las ligaduras. Estas características comunes a las edificaciones antiguas no están permitidas en las normas modernas de diseño sismo resistente.

Algunos países han desarrollado en las últimas décadas esfuerzos hacia el reforzamiento sísmico de edificaciones antiguas y se han publicado documentos que regulan u orientan al respecto. Uno de los primeros documentos fue la Guía para la Rehabilitación Sísmica de Edificios (FEMA, 2000), un muy completo volumen de 423 páginas, la cual fue actualizada posteriormente en el (ASCE, 2007). En el ámbito latinoamericano el tema de las edificaciones antiguas suele aparecer como un capítulo dentro de las normas sísmicas para nuevas edificaciones, como en los casos de Venezuela (COVENIN, 2001), Costa Rica (CPCSCR, 2010) y Colombia (AIS, 2010) las cuales contienen recomendaciones generales para el tratamiento de construcciones hechas con reglamentos previos.

(a)



(b)



**Figura 1.3** Fuentes comunes de vulnerabilidad sísmica presentes en edificaciones antiguas. (a) Ausencia de planos resistentes en una dirección horizontal (b) Insuficiente refuerzo transversal e inadecuado doblado de ganchos en columna (Fotografías: (a) Oscar López, (b) Fuente (R. Boroschek).

## 1.2. Objetivos y alcance

Se presentan en este documento un conjunto de recomendaciones para la evaluación de edificaciones existentes localizadas en zonas sujetas a la acción de terremotos, con fines de su adecuación sismo resistente.

Esta guía puede ser aplicada en los siguientes casos:

- Edificaciones construidas en el pasado con normas y reglamentos de diseño sismo resistente menos exigentes a los modernos.
- Edificaciones con daños que deban ser reparadas.
- Edificaciones sujetas a cambios de uso y modificaciones sustanciales en su estructura.

La intención de este documento es presentar conceptos y procedimientos que puedan ser de utilidad a los profesionales de diversos países de Latinoamérica que tengan que enfrentar la tarea de evaluar la vulnerabilidad sísmica de construcciones existentes y diseñar estrategias de refuerzo estructural. Estos procedimientos pueden usarse en conjunto con las normas sísmicas de cada país, por lo que no está atado a una norma en particular. Es por ello que, en

varias secciones de este documento, se ha evitado fijar valores específicos de algunos parámetros, puesto que la puesta en práctica de estos lineamientos depende de las características particulares de las construcciones en cada lugar.

Esta Guía está orientada a estructuras de edificios y otras construcciones similares. No pretende ser una guía para la evaluación y adecuación sísmica de otras estructuras tales como puentes y viaductos, instalaciones industriales, instalaciones marinas y costa afuera, entre otras.

### **1.3. Aplicaciones de la guía a la reducción del riesgo sísmico en una ciudad**

El documento puede servir como guía de referencia, si es incorporada dentro de las ordenanzas municipales, para los efectos de evaluar y adecuar edificaciones vulnerables a la acción de los terremotos. La selección de las edificaciones a ser adecuadas sísmicamente, se puede efectuar con los criterios de priorización que se exponen en esta Guía y que combinan importancia, amenaza sísmica y vulnerabilidad. A efectos de poner en práctica una gestión de reducción del riesgo sísmico de edificaciones catalogadas como prioritarias, se pudieran establecer reglamentos u ordenanzas para lograr que la institución responsable de la edificación proceda con la evaluación sísmica de las mismas. El reglamento establecería un plazo máximo de tiempo para completar la evaluación de la vulnerabilidad y diagnóstico de la edificación, y un lapso posterior de tiempo para acometer la adecuación sísmica y el reforzamiento.

En el caso de edificaciones de prioridad menor, tales como viviendas, oficinas, comercio, etc., la ordenanza pudiese establecer la exoneración del pago de ciertos impuestos durante un número de años a los propietarios de inmuebles que completen un estudio de vulnerabilidad sísmica, y una exoneración adicional a aquellos que lleven a la práctica la construcción del refuerzo cuando sea exigido por el citado estudio. El estudio y el proyecto de refuerzo serían efectuados por un especialista en la disciplina de ingeniería sismo resistente y serían a su vez sujeto a revisión y aprobación por parte de un especialista independiente nombrado por el organismo municipal según se establecería en la ordenanza correspondiente.

La ordenanza incorporaría criterios para identificar las edificaciones que deben ser objeto de estudios de riesgo sísmico, tomando en consideración el año de construcción, la localización de la construcción en la ciudad y la importancia y número de ocupantes del inmueble. Por ejemplo, en el caso venezolano serían de carácter prioritario las edificaciones construidas antes de 1967 de más de seis pisos y localizadas sobre depósitos de sedimentos de gran profundidad, dada la experiencia del terremoto de Caracas de ese mismo año. En el caso de Costa Rica el primer Código Sísmico se redactó en 1973 y se publicó en 1974, en buena medida

como reacción a la destrucción causada por el terremoto de Managua de 1972, por lo que las edificaciones construidas antes de 1974 ameritarían una evaluación particular. Análogamente al caso de las edificaciones vitales, las exigencias técnicas de refuerzo estructural de las edificaciones de menor prioridad estarían definidas en la ordenanza o en la norma nacional.

#### **1.4. Documentos de referencia**

Este documento debe ser complementado con especificaciones normativas que se refieran al diseño de estructuras de concreto amado, de acero, de mampostería o de otros materiales de construcción, que son propios de cada país. Por ejemplo, en el caso venezolano las normas de referencia serían Covenin 1618-98 (Estructuras de Acero), Fondonorma 1753-2006 (Estructuras de Concreto), Covenin 1756-2001 (Norma Sismorresistente).



## **2. SELECCIÓN DE EDIFICACIONES PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL**



A efectos de llevar a la práctica planes de gestión y reducción del riesgo sísmico de una ciudad, el primer aspecto a considerar es la decisión de cuáles edificaciones deben ser evaluadas. En esta Sección se definen criterios generales de priorización de edificaciones, para los efectos de apoyar la toma de decisiones sobre la necesidad de proceder o no con un estudio detallado de evaluación sismo resistente y eventualmente con un proyecto de refuerzo. Se requiere que los criterios sean de fácil aplicación, de manera de poder ser aplicados en un número grande de edificaciones de una ciudad.

## 2.1. Criterios de priorización

Las edificaciones prioritarias son las que deben mantenerse en operación en situaciones de emergencia, tales como hospitales, edificios de bomberos y protección civil, escuelas y edificios de asiento de los poderes públicos. Aun cuando no es el objetivo de este documento, en un plan integral de gestión de riesgos, deberán considerarse también, con una elevada prioridad, los puentes y tramos elevados que permiten la comunicación estratégica a lo largo de la ciudad en situaciones de emergencia, y el sistema de generación y transmisión de energía eléctrica, que debe mantener su operatividad después de un sismo, especialmente los equipos de las subestaciones eléctricas de voltaje igual o mayor a 220 Kv por su comprobada vulnerabilidad (Ostrom, 2004).

Tomando en cuenta la magnitud del problema de evaluar las numerosas construcciones que pueda tener una ciudad, conviene disponer de un procedimiento de ordenamiento y jerarquización, el cual debiese considerar al menos tres parámetros: la importancia de la construcción, la localización (de manera de dar prioridad a aquellas edificaciones ubicadas en zonas de mayor amenaza sísmica) y el grado de vulnerabilidad intrínseca de la obra.

En relación con este último parámetro, es muy conveniente reconocer las diferencias entre la vulnerabilidad de edificaciones hechas hace varias décadas, con normas antiguas, y las hechas con normas modernas, así como la incidencia que introducen las irregularidades estructurales y arquitectónicas en el desempeño sísmico. En el caso venezolano, por ejemplo, se daría mayor prioridad a las construcciones hechas antes de 1982 y especialmente antes de 1967, años estos en los cuales se produjo un aumento significativo en el nivel de exigencia de las normas sísmicas de diseño estructural. En el caso de Costa Rica serían prioritarias las construcciones hechas antes de 1974, fecha de promulgación del primer Código Sísmico del país.

El proceso de priorización que aquí se propone se basa en visitas de inspección a las edificaciones, a fin de recolectar información básica en un tiempo relativamente corto, que permita cuantificar en términos comparativos la vulnerabilidad de numerosas edificaciones. El trabajo de inspección y recolección de información en un número elevado de edificaciones puede

facilitarse con la incorporación de estudiantes universitarios de las carreras de ingeniería civil, construcción civil o arquitectura. En el caso venezolano ha resultado especialmente útil la incorporación de estudiantes que hacen las inspecciones como parte del trabajo comunitario que es un requisito obligatorio en todas las carreras.

## 2.2 Antecedentes de procedimientos de priorización sísmica

El procedimiento para priorizar edificaciones en regiones que contengan un volumen elevado de ellas, exige del uso de metodologías sencillas que puedan ser aplicados en un tiempo corto a muchas construcciones, pero que puedan sin embargo capturar las características esenciales del edificio que condicionan su desempeño ante un sismo.

Son conocidas en la bibliografía internacional varias metodologías que han sido desarrolladas con esa finalidad. Algunos autores, como Hassan y Sozen, han propuesto un método para seleccionar los edificios de mayor vulnerabilidad sísmica dentro de un inventario de edificios de baja altura de concreto reforzado. El método requiere únicamente de calcular el área total de las secciones de muros y de columnas presentes en la base del edificio y dividirla entre el área total de las losas por encima de dicho nivel. Con la información de un grupo de edificios que sufrieron daños durante el terremoto de Erzican de 1992, se puso de manifiesto que el método refleja en forma satisfactoria el daño observado (Hassan y Sozen, 1997).

El procedimiento más conocido es quizás el desarrollado por la Agencia para el Manejo de Desastres de los Estados Unidos presentado en FEMA 154 (FEMA, 2002) para la evaluación de edificios, originalmente publicado en 1988, el cual ha sido ampliamente aplicado en ese país y también adecuado y utilizado en otros países. A partir de una inspección de corta duración, se le asigna una puntuación al edificio la cual permite definir si el mismo debe ir a una evaluación detallada. La puntuación mide la confiabilidad sísmica del edificio. A partir de una puntuación inicial basada en el tipo constructivo y en la amenaza sísmica en el sitio, se suman o restan puntos dependiendo de la altura del edificio, de las irregularidades en elevación y en planta, de la edad de la construcción y del tipo de suelo.

La vulnerabilidad sísmica de todos los edificios escolares localizados en los distritos de Chorrillos y Barranco en Lima, Perú, fue evaluada usando una metodología que incluye una inspección visual de las estructuras, similar a la propuesta en FEMA 154, y agregando una estimación del desempeño esperado y la población escolar (Meneses y Zenón, 2004). En la India se desarrolló un método para la evaluación rápida de edificios de concreto armado la cual se basa en el estudio sistemático de los daños observados durante el sismo de Bhuj del año 2001 (Jain et al., 2010). El método utiliza seis parámetros de vulnerabilidad: presencia

de sótanos, número de pisos, calidad de mantenimiento, esquinas reentrantes, pisos blandos y columnas cortas. Adicionalmente se asigna una puntuación según el uso del edificio, la zona sísmica y el tipo de suelo.

En Venezuela se desarrolló un procedimiento para la asignación de índices de vulnerabilidad, riesgo y priorización en edificios el cual se calibró con la observación de los daños causados por los sismos de 1967 y 1998 y se aplicó a una muestra de 1.150 edificios en la ciudad de Caracas (López et al., 2013). Un procedimiento para la evaluación de edificios escolares en Venezuela también fue propuesto por López y otros autores (López O. A., 2008; Marinilli et al, 2012).

Se propone a continuación un procedimiento sencillo para definir los índices que permitirán la clasificación y priorización de las estructuras, con miras de determinar los riesgos de las edificaciones, y efectuar eventuales proyectos de reparación.

## 2.3 Procedimiento de priorización sísmica

El Índice de Priorización ( $I_p$ ) toma en consideración la importancia de la construcción, la amenaza sísmica en el sitio y la vulnerabilidad de la estructura. El Índice de priorización se puede definir mediante:

$$I_p = I_I \cdot I_A \cdot I_V \quad (2.1)$$

Donde  $I_I$  es el Índice de Importancia,  $I_A$  es el Índice de Amenaza e  $I_V$  es el Índice de Vulnerabilidad. El producto de los índices de amenaza y vulnerabilidad ( $I_A \cdot I_V$ ) representa el índice de riesgo de la edificación.

Dado que la finalidad de procedimiento es suministrar valores relativos entre una y otra edificación, los índices pueden ser normalizados en forma arbitraria. Una opción es la de asignarles a todos ellos valores entre cero y uno.

### 2.3.1 Índice de Importancia

El índice de importancia ( $I_I$ ) tiene como finalidad incorporar dentro del proceso de priorización el uso que tiene la construcción. Se asignan índices mayores a aquellas construcciones esenciales que deben mantener su nivel de operación durante la ocurrencia de un sismo, como son los hospitales y centros de salud, las escuelas que sirven de refugio temporal y otras, las cuales se definen aquí como Grupo 3.

Por otro lado, se diferencia también entre edificaciones que, aun teniendo la misma destinación de uso, tienen un número de ocupantes significativamente mayor que otras, menos ocupadas, ya que un gran número de ocupantes se considera un factor de riesgo mayor en caso de sismos.

Las construcciones se clasifican según su uso en tres grupos, siendo el Grupo 3 el de mayor prioridad, tal como se ilustra en la **Tabla 2.1**.

En la **Tabla 2.2** se presenta una alternativa para calificar la importancia como Baja, Media o Alta, en función del uso del edificio y del número (N) de personas expuestas en la edificación. Valores numéricos pueden ser asignados a cada grupo tal como se ejemplifica en la **Tabla 2.3**, en la cual se han adoptado los rangos 0,95-1,00 como Alta, 0,85-0,95 como Media y 0,80-0,85 como Baja.

**Tabla 2.1** Clasificación según el uso del edificio

Grupo	Uso del edificio
3	Edificaciones esenciales que deben operar durante y después de un terremoto, tales como hospitales y centros de salud, estaciones de bomberos y de protección civil, edificios para refugio en emergencias.
2	Edificaciones de ocupación especial o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas directas o indirectas. Cuarteles de policía, edificios de asiento del gobierno, escuelas, construcciones patrimoniales de valor excepcional, instalaciones eléctricas, plantas de bombeo, torres de control aéreo.
1	Edificaciones de ocupación normal, no contenidas en los grupos anteriores, tales como viviendas, edificios de apartamentos, de oficinas, comerciales, hoteles, bancos, restaurantes, cines, teatros, almacenes, etc.

**Tabla 2.2** Calificación del Índice de Importancia

Grupo	Número de ocupantes (N)		
	$N \leq 50$	$50 < N \leq 500$	$N > 500$
3	Media	Alta	Alta
2	Baja	Media	Alta
1	Baja	Baja	Media

**Tabla 2.3** Valores posibles del índice de importancia ( $I_i$ )

Grupo	$N \leq 50$	$50 < N \leq 500$	$N > 500$
3	0,90	0,95	1
2	0,85	0,90	0,95
1	0,80	0,85	0,90

### 2.3.2 Índice de Amenaza Sísmica

Los valores del índice de amenaza  $I_A$  deben ser escogidos en función de la amenaza conocida para la región en estudio. A cada zona se pudiesen asignar valores del índice de amenaza que guarden cierta proporcionalidad con los valores de los movimientos sísmicos esperados en cada zona.

Por ejemplo, en el caso de Venezuela en donde su mapa de zonificación sísmica nacional (Covenin 2001) contiene siete zonas, se definieron siete valores del índice de amenaza los cuales son proporcionales a los valores de aceleración del terreno contenidos en dicho mapa (López, 2008). Estos valores a su vez pueden ser modificados a nivel local si se conociesen resultados de microzonificación sísmica de una ciudad tal como se ejemplifica en trabajos recientes (López O. A., 2013).

Otro ejemplo se puede ilustrar con el caso de Costa Rica donde su norma sísmica (CPSCR, 2010) establece valores de la aceleración pico efectiva de diseño para tres zonas sísmicas y cuatro tipos de sitio. Con estos valores, dados en la **Tabla 2.3** de dicha norma, se preparó la última columna de la **Tabla 2.4**, que propone los valores del Índice de Amenaza Sísmica para la Zona IV (zona de mayor amenaza en Costa Rica).

Estos valores han sido calculados adoptando un valor de  $I_A = 1,00$  para el Tipo de Sitio con mayor aceleración pico y manteniendo en forma aproximada la proporcionalidad de las aceleraciones con los otros tipos de sitio. Nótese que se ha incorporado en la **Tabla 2.4** la diferencia entre una construcción ubicada en terreno moderadamente plano, donde no se prevean efectos topográficos, y otra ubicada en un terreno cuyas características geométricas hacen posible la amplificación de las ondas sísmicas. Esta última situación es previsible en construcciones localizadas sobre la mitad superior de una ladera con pendiente mayor a  $25^\circ$  o sobre la cima a una distancia menor de la altura de la misma ladera, tal como se ilustra en la **Figura 2.1** (AFPS, 1990; Funvisis, 2009). Los valores dados en la **Tabla 2.4** para el caso Sin Efectos Topográficos son el 80% de los valores para el caso Con Efectos Topográficos.

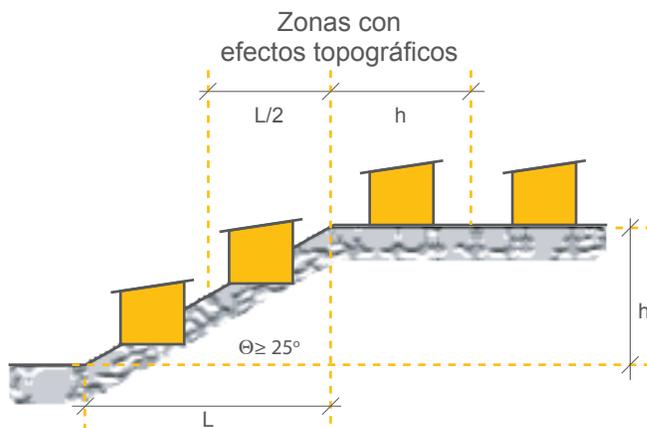
**Tabla 2.4** Índice de Amenaza ( $I_A$ ) para la Zona IV de Costa Rica

Tipo de Sitio	Sin Efectos Topográficos	Con Efectos Topográficos
$S_1$	0,72	0,90
$S_2$	0,72	0,90
$S_3$	0,80	1,00
$S_4$	0,64	0,80

A título de presentar posteriormente una aplicación de este procedimiento, en la **Tabla 2.5** se presentan valores del índice  $I_A$  comprendidos entre 0,40 y 1 correspondientes a una región ficticia que está dividida en tres zonas de diferente amenaza sísmica.

**Tabla 2.5** Índice de Amenaza Sísmica ( $I_A$ ) en una región ficticia

Grado de Amenaza	Sin Efectos Topográficos	Con Efectos Topográficos
Alta	0,80	1
Media	0,60	0,75
Baja	0,40	0,50



**Figura 2.1** Zonas donde se consideran los efectos topográficos (Elaboración propia)

### 2.3.3 Índice de Vulnerabilidad

El Índice de Vulnerabilidad permite identificar aquellas características intrínsecas de una estructura que pueden potenciar un desempeño inadecuado durante un sismo. La vulnerabilidad debe incorporar factores tales como la antigüedad de la obra, la cual está asociada a la norma sísmica empleada en su diseño, el tipo estructural y el número de pisos, la regularidad o irregularidad de la estructura, la presencia de paredes de relleno adosadas a la estructura y el grado de mantenimiento y deterioro del edificio.

Una opción es definir el Índice ( $I_v$ ) como una sumatoria de los términos que influyen en la vulnerabilidad, asignándole un peso relativo a cada uno:

$$I_v = \sum \alpha_i I_i \quad (2.2)$$

Donde  $I_i$  es el Índice de una vulnerabilidad específica y  $\alpha_i$  es su peso relativo

La definición precisa de cada fuente de vulnerabilidad y su peso relativo es función de las características propias a los tipos constructivos de un país o de una región. En la **Tabla 2.6** se presentan cuatro índices que definen cuatro fuentes típicas de vulnerabilidad. Para los efectos de ejemplificar el procedimiento, se muestran allí valores de los pesos  $\alpha_i$ . La sumatoria de los valores de  $\alpha_i$  debe ser igual a uno. Cada índice  $I_i$  tiene una cota superior de 1 por lo que el Índice de Vulnerabilidad  $I_v$  está también acotado en 1.

**Tabla 2.6** Índices de vulnerabilidad ( $I_i$ ) y pesos relativos ( $\alpha_i$ )

$I_i$	Vulnerabilidad asociada a:	$\alpha_i$
$I_1$	Antigüedad y norma utilizada	0,25
$I_2$	Tipo Estructural	0,40
$I_3$	Irregularidad estructural y arquitectónica	0,25
$I_4$	Grado de deterioro	0,10

Los pesos relativos de  $\alpha_i$  en la **Tabla 2.6** tienen obviamente carácter subjetivo y pueden ser ajustados de acuerdo a las particularidades de cada región, manteniendo siempre la sumatoria de ellos igual a 1. Por ejemplo, en el caso venezolano se definieron valores de vulnerabilidad tomando en consideración: 1) El desempeño de edificios durante los sismos de 1967 en Caracas y de 1997 en Cariaco, los cuales destacaron entre otros los efectos desfavorables que introduce la ausencia de vigas en alguna dirección, la presencia de una planta

baja débil por la terminación de las paredes de relleno de los pisos superiores, la presencia de columnas cortas que potencian modos frágiles de falla, la amplificación de la respuesta dinámica en edificios altos localizados sobre sedimentos profundos; 2) La mayor vulnerabilidad de las construcciones más antiguas, especialmente aquellas diseñadas con las normas anteriores a 1967; 3) La elevada vulnerabilidad de numerosas construcciones populares que han sido hechas sin seguimiento de normas técnicas de diseño y construcción (López et al., 2013).

El valor particular entre 0 y 1 que tiene cada índice  $I_i$  en una edificación dada, debe ser seleccionado en función de sus características propias. Por ejemplo, se pudiese establecer de la siguiente manera: 1) Incorporar las edificaciones más antiguas con un valor de  $I_1 = 1$  y las más modernas con un valor muy bajo; 2) Incorporar los tipos estructurales frágiles como las edificaciones de adobe o mampostería no reforzada con un valor de  $I_2 = 1$  mientras que los tipos de mayor confiabilidad como las estructuras de muros dúctiles de concreto reforzado tendrían un valor muy bajo; 3) Penalizar con valores elevados de  $I_3$  las estructuras con fuertes irregularidades tales como pisos blandos, abundancia de columnas cortas, gran asimetría en planta, etc., y 4) Penalizar con un valor elevado de  $I_4$  las edificaciones que muestren un elevado grado de deterioro estructural. Obviamente, se pudiesen agregar dentro de la sumatoria definida en la **Ecuación 2.2** otras fuentes de vulnerabilidad que se consideren necesarias y asignar nuevos valores a los pesos relativos ( $\alpha_i$ ) tal que sumen la unidad.

Para los efectos de ilustrar el procedimiento con un ejemplo práctico, se presentan en la **Tabla 2.7** tres rangos de vulnerabilidad con sus correspondientes valores de  $I_v$ .

**Tabla 2.7** Calificación de la vulnerabilidad

Calificación	Valores de $I_v$
Elevada	0,70-1
Media	0,40-0,70
Baja	0,20-0,40

## 2.4 Aplicación del procedimiento de priorización sísmica

Sean los casos de las siguientes edificaciones: 1) Un gran hospital con una ocupación de más de 500 personas, de uso esencial durante emergencias; 2) Una escuela con 100 alumnos, y 3) Un edificio de oficinas con 40 personas. De acuerdo a la **Tabla 2.2** les corresponderían

una importancia Alta, Media y Baja, respectivamente, con valores de  $I_i$  igual a 1, 0,90 y 0,80. Supongamos que todos tengan vulnerabilidad media, con un índice  $I_v = 0,60$  (Tabla 2.7). Si cada uno de esos tres edificios se localiza en cada una de las tres zonas sísmicas conocidas (Tabla 2.5; Sin efectos topográficos), de la Ecuación 2.1 se obtienen los Índices de Priorización ( $I_p$ ) que se muestran en la Tabla 2.8 y se grafican en la Figura 2.2. Se aprecia allí la incidencia que tienen la importancia de la edificación y la amenaza sobre la priorización sísmica, en edificaciones de igual vulnerabilidad.

Tabla 2.8 Valores del Índice de Priorización  $I_p$  para edificaciones de igual vulnerabilidad

Edificación	Amenaza		
	Baja	Media	Alta
Hospital con más de 500 personas	0,240	0,360	0,480
Escuela con 100 alumnos	0,216	0,324	0,432
Oficinas con 40 personas	0,192	0,288	0,384

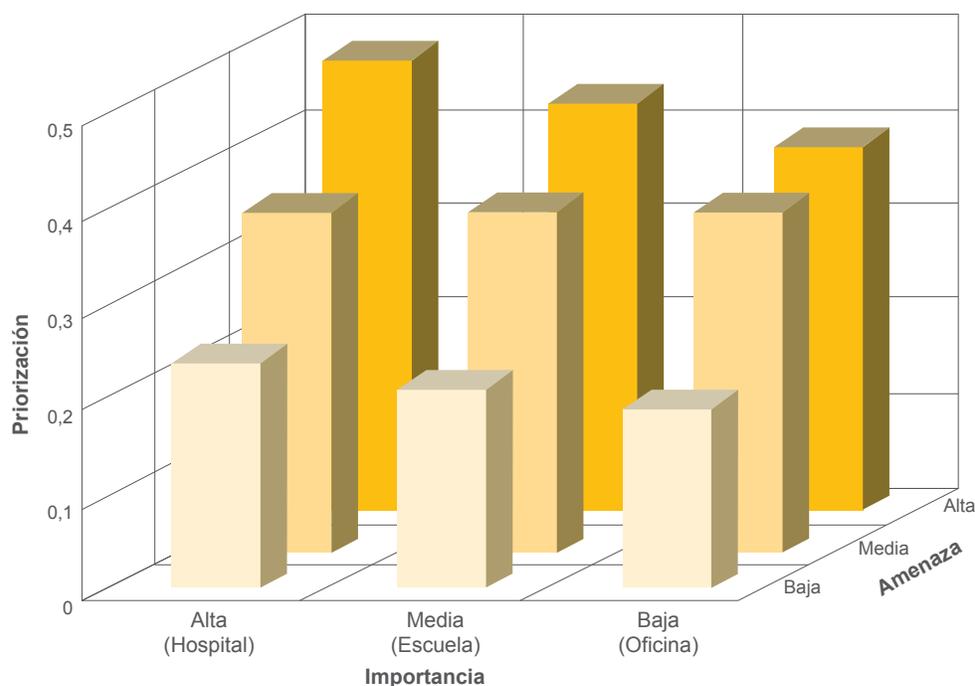


Figura 2.2 Variación del Índice de Priorización con la importancia y la zona sísmica, para edificios de vulnerabilidad media (Elaboración propia)

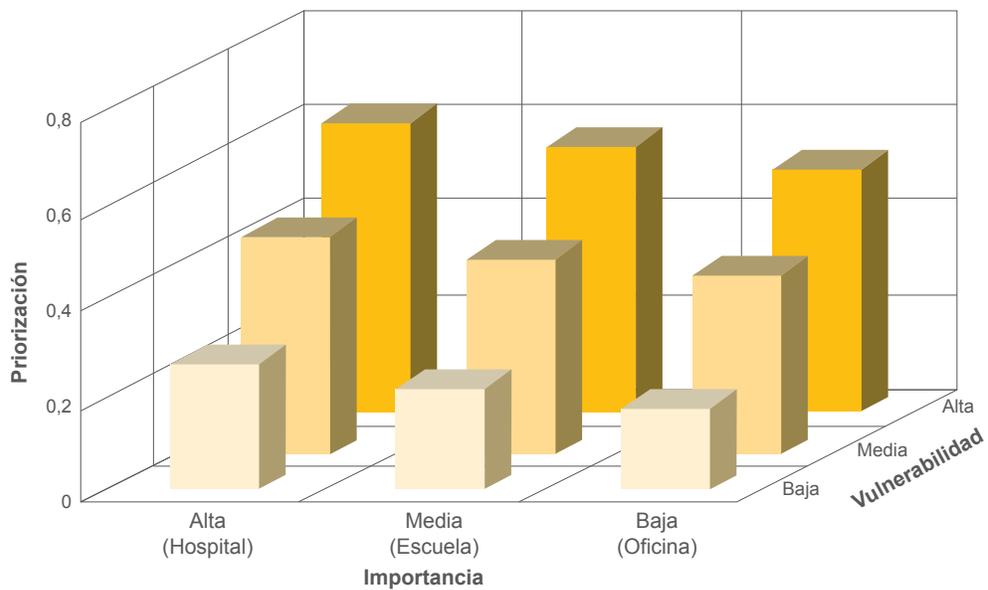
En otro ejemplo se supone ahora que los tres edificios citados previamente están en la zona de elevada amenaza (**Tabla 2.5**; Sin efectos topográficos) por lo que les corresponden  $I_A = 0,80$ . Suponemos adicionalmente que cada edificio da lugar a otros tres, con diferentes grados de vulnerabilidad (**Tabla 2.7**): Elevada ( $I_V = 0,85$ ), Media ( $I_V = 0,60$ ) y Baja ( $I_V = 0,30$ ). El Índice de Priorización ( $I_p$ ) obtenido de aplicar la **Ecuación 2.1** se muestra en la **Tabla 2.9** para cada caso y se grafica en la **Figura 2.3** la cual destaca la incidencia de la vulnerabilidad y de la importancia de la edificación en la priorización sísmica.

Los valores del índice de priorización mostrados en las **Figuras 2.2** y **2.3** permiten la toma de decisiones en la escogencia de aquellas edificaciones que, de manera prioritaria, deben ser estudiadas detalladamente para cuantificar específicamente su riesgo sísmico. A partir del estudio detallado se determinará el grado de intervención y refuerzo que requiere cada edificación escogida, en función de mejorar su desempeño sísmico.

La metodología aquí presentada es de carácter conceptual y no pretende describir ni clasificar en detalle el grado de importancia de edificaciones de cualquier ciudad ni sus niveles de amenaza ni los componentes de vulnerabilidad de dichas construcciones. Estos elementos deben ser desarrollados en forma particular para las características propias de una ciudad o región. Por ejemplo, en el caso venezolano se desarrolló un procedimiento basado en la metodología aquí expuesta, que considera nueve grados de importancia, siete zonas sísmicas, ocho etapas constructivas, quince tipos estructurales y once fuentes de vulnerabilidad, consideradas como representativas de las edificaciones del país e incorporando las experiencias de los terremotos destructores ocurridos en años pasados (López et al., 2013).

**Tabla 2.9** Valores del Índice de Priorización  $I_p$  para edificaciones localizadas en una misma zona sísmica

Edificación	Vulnerabilidad		
	Baja	Media	Alta
Hospital con más de 500 personas	0,240	0,480	0,680
Escuela con 100 alumnos	0,216	0,432	0,612
Oficinas con 40 personas	0,192	0,384	0,544



**Figura 2.3** Variación del Índice de Priorización con la importancia y la vulnerabilidad sísmica, para edificios en una zona de elevada amenaza (Elaboración propia)



### **3. OBJETIVOS DE LA EVALUACIÓN SISMO RESISTENTE**



El objetivo de la evaluación sismo resistente de una edificación es el de verificar el cumplimiento de los niveles de desempeño seleccionados, los cuales caracterizan los daños aceptables, tanto estructurales como no estructurales, y la seguridad ante el derrumbe. Una vez seleccionado un nivel de desempeño, la edificación es modelada según los requisitos generales que se establece en la Sección 7 y analizada con los métodos de la Sección 8 bajo la acción de los sismos especificados en la Sección 6. El nivel de desempeño que se selecciona, depende de la amenaza sísmica y del grado de importancia de la edificación, tal como se describe a continuación.

### 3.1 Nivel de Amenaza Sísmica

La evaluación estructural considera la variedad de eventos sísmicos que pudiesen ocurrir durante la vida útil de la construcción. La amenaza puede definirse en función del período de retorno (T) del movimiento sísmico o alternativamente de las probabilidades de excedencia ( $P_e$ ) del mismo para una determinada vida útil (t). La relación entre T,  $P_e$  y t es la siguiente:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - P_e)^{\frac{1}{t}}} \quad (3.1)$$

Alternativamente, la probabilidad de excedencia es:

$$P_e = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^t \quad (3.2)$$

Se definen a continuación tres niveles de amenaza sísmica, cada uno con un período de retorno distinto, desde el más frecuente hasta el menos frecuente:

- Sismo Frecuente (F): Es el evento sísmico recurrente que tiene un período de retorno de 50 años, lo que equivale a una probabilidad de excedencia de 64% en 50 años de vida útil.
- Sismo Ocasional (O): Es el evento sísmico que tiene un período de retorno de 475 años, lo que equivale a una probabilidad de excedencia de aproximadamente 10% en 50 años de vida útil.
- Sismo Excepcional (E): Es el evento sísmico que tiene un período de retorno de 2.500 años, lo que equivale a una probabilidad de excedencia de aproximadamente 2% en 50 años de vida útil.

## 3.2 Grado de Importancia

El Grado de importancia toma en consideración el uso de la edificación, el número de personas expuestas y las consecuencias directas e indirectas de un mal desempeño de la edificación. Se definen los tres grupos siguientes, ya descritos previamente en la Sección 3.1.1:

- **Edificaciones Esenciales**  
Son aquellas edificaciones que deben permanecer en operación y sin mayores daños durante y después de un evento sísmico, tales como hospitales, estaciones de bombero y de protección civil y edificios para refugio en emergencias, entre otras.
- **Edificaciones de Ocupación Especial**  
Son aquellas edificaciones cuya falla puede dar lugar a pérdidas significativas, directas o indirectas por la interrupción de sus funciones, tales como cuarteles de policía, edificios de asiento del gobierno, escuelas, construcciones patrimoniales de valor excepcional, instalaciones eléctricas, plantas de bombeo, torres de control aéreo, entre otras.
- **Edificaciones de Ocupación Normal**  
Son aquellas edificaciones no incluidas en los grupos anteriores, tales como viviendas, edificios de apartamentos, oficinas, comerciales, hoteles, bancos, restaurantes, cines, teatros, almacenes, etc.

## 3.3 Nivel de Desempeño

La evaluación estructural se debe establecer para uno o más niveles de desempeño. Cada Nivel de Desempeño es función del Grado de Importancia y del nivel de Amenaza Sísmica adoptado. Los tres niveles de desempeño de una edificación que aquí se definen son:

- **D1: Nivel de Desempeño Funcional.**  
La edificación debe mantener su capacidad de operación después del sismo. Puede haber agrietamiento menor en algunos elementos de concreto armado y en paredes y fachadas.
- **D2: Nivel de Desempeño de Daño Controlado.**  
Significa que ha ocurrido daño estructural significativo sobre el edificio, pero éste tiene todavía una reserva contra el derrumbe parcial o global. Es posible la reparación de la estructura. Hay daños importantes en paredes. Muchos de los sistemas mecánicos y eléctricos se dañan.

- D3: Nivel de Desempeño de Prevención del Derrumbe.  
Significa que después del sismo el edificio está cerca de un colapso parcial o global. Ha ocurrido daño sustancial en la estructura y deformaciones laterales permanentes. La estructura no es segura para ser ocupada nuevamente. Hay riesgo de caída de paredes y ornamentos. Hay daño extenso en los componentes arquitectónicos, mecánicos y eléctricos.

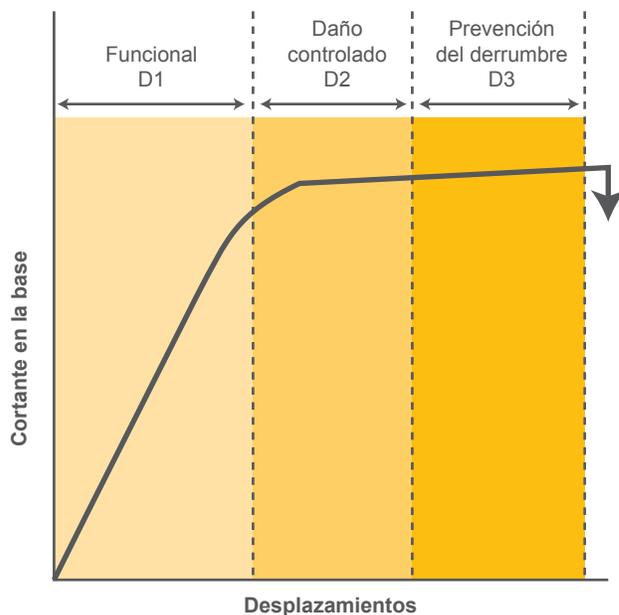
Debe mencionarse que algunos documentos normativos y otros autores han propuesto un número mayor de niveles de desempeño (FEMA, 2000; ASCE, 2007; Hernández, 1997). Los tres niveles de desempeño D1, D2 y D3, pueden asociarse a los estados de daño denominados como Ligero, Moderado y Extenso, en la Sección 6.8, respectivamente.

La **Figura 3.1** muestra una curva de capacidad de una edificación que es una gráfica de la respuesta ante carga lateral aplicada en forma estática. Se grafica el cortante en la base y el desplazamiento lateral en el último piso del edificio o alternativamente la deriva del mismo. Se ha añadido sobre la figura, en forma simplificada, los niveles de deformación lateral asociados aproximadamente a cada nivel de desempeño. Las derivas asociadas a los niveles de desempeño para varios tipos estructurales se presentan en la Sección 6.8. Una presentación detallada de niveles de desempeño para diversos tipos y elementos estructurales y los daños asociados, puede ser consultada en la norma ASCE (ASCE, 2007).

Los niveles de desempeño que se definen, dependen de la Amenaza Sísmica y del Grado de Importancia de la edificación, tal como se muestra en la **Tabla 3.1**. Se puede apreciar que para la edificación Esencial se requiere cumplir con el nivel de desempeño más exigente (D1) para los tres niveles de amenaza sísmica. Por otro lado, a la edificación de Ocupación Normal se le exigen distintos desempeños según sea la frecuencia e intensidad de la acción sísmica. El caso de la edificación de Ocupación Especial está comprendido entre los dos anteriores. Otras opciones para establecer la relación entre amenaza, importancia y desempeño, pueden ser igualmente válidas. Por ejemplo, una opción menos conservadora sería disponer en la primera fila de la matriz de la **Tabla 3.1** los niveles de desempeño (D1, D1, D2) en lugar de (D1, D1, D1) y por tanto aceptar cierto grado de daño estructural para edificaciones esenciales durante el evento excepcional.

El efecto de aplicar los niveles de desempeño definidos en la **Tabla 3.1** se ilustra en forma simplificada en la **Figura 3.2** en la cual se grafica la curva de capacidad de tres edificaciones distintas: Un hospital, una escuela y un edificio de oficinas, cuyos grados de importancia son Esencial, de Ocupación Especial y de Ocupación Normal, respectivamente. La demanda que sobre cada una de ellos imponen los tres niveles de amenaza sísmica (F = Frecuente, O = Ocasional y E = Excepcional) se indican sobre cada una de las curvas de capacidad. Nótese la mayor rigidez y resistencia del hospital como consecuencia de las mayores exigencias

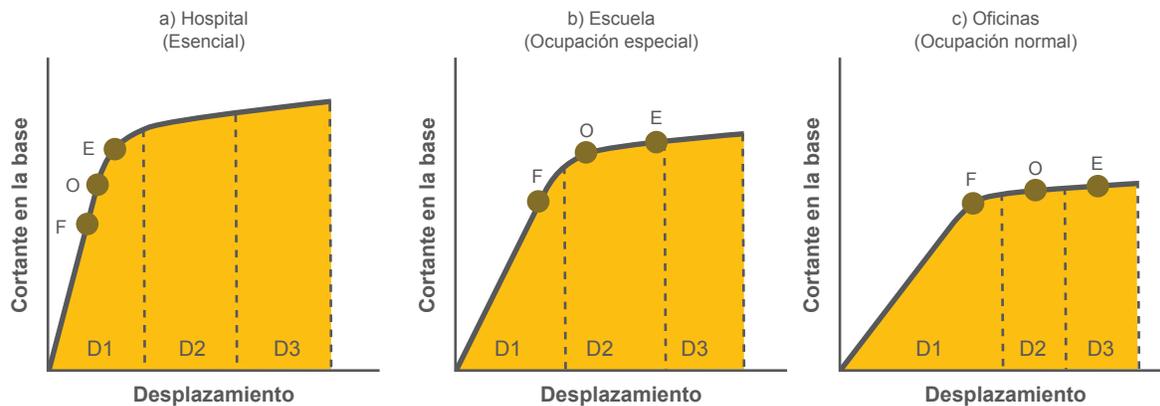
impuestas por ser una edificación Esencial y que dan como resultado que los tres eventos sísmicos (F, O, E) se mantengan por debajo del umbral de daño estructural significativo. En el otro extremo, el edificio de oficinas de Ocupación Normal con menor resistencia y rigidez, solamente se mantiene por debajo del límite de cedencia para el evento frecuente (F) llegando a aproximarse al punto de derrumbe para el evento excepcional (E). El edificio escolar de Ocupación Especial tiene una respuesta comprendida entre los dos edificios anteriores, para cada uno de los tres eventos sísmicos.



**Figura 3.1** Curva de capacidad de un edificio mostrando los rangos de deformaciones asociados a los tres niveles de desempeño D1, D2 y D3 (Elaboración propia)

**Tabla 3.1** Niveles de Desempeño en función de la Amenaza Sísmica y del Grado de Importancia de la edificación

Grado de Importancia de la edificación	Nivel de Amenaza Sísmica		
	Frecuente (F)	Ocasional (O)	Excepcional (E)
Esenciales	D1	D1	D1
Ocupación Especial	D1	D2	D2
Ocupación Normal	D1	D2	D3



**Figura 3.2** Curvas de capacidad mostrando el desempeño esperado de tres edificaciones ante los sismos Frecuente (F), Ocasional (O) y Excepcional (E) (Elaboración propia)



## 4. INFORMACIÓN REQUERIDA



La información requerida para la evaluación sísmica de la edificación se puede obtener mediante las siguientes dos vías:

## 4.1 Información documental

Se requiere recopilar los planos de arquitectura y de estructura, la memoria de cálculo estructural y del diseño de las fundaciones, y las pruebas de materiales empleados en la construcción de la obra. En particular, es necesario identificar la fecha en que se hizo el proyecto estructural y la fecha de la construcción, dado que esta información se correlaciona con las normas sísmicas vigentes para esas fechas.

En ausencia de información precisa, la recopilación de fotografías aéreas hechas en el pasado puede ser útil para estos fines. Asimismo se deberá recopilar información sobre las modificaciones hechas y cambios de uso eventuales de la edificación con posterioridad a la construcción original, y también sobre la posible ocurrencia de eventos pasados, que puedan haber afectado la construcción, tales como sismos, lluvias, incendios, explosiones, etc.

## 4.2 Inspecciones al sitio

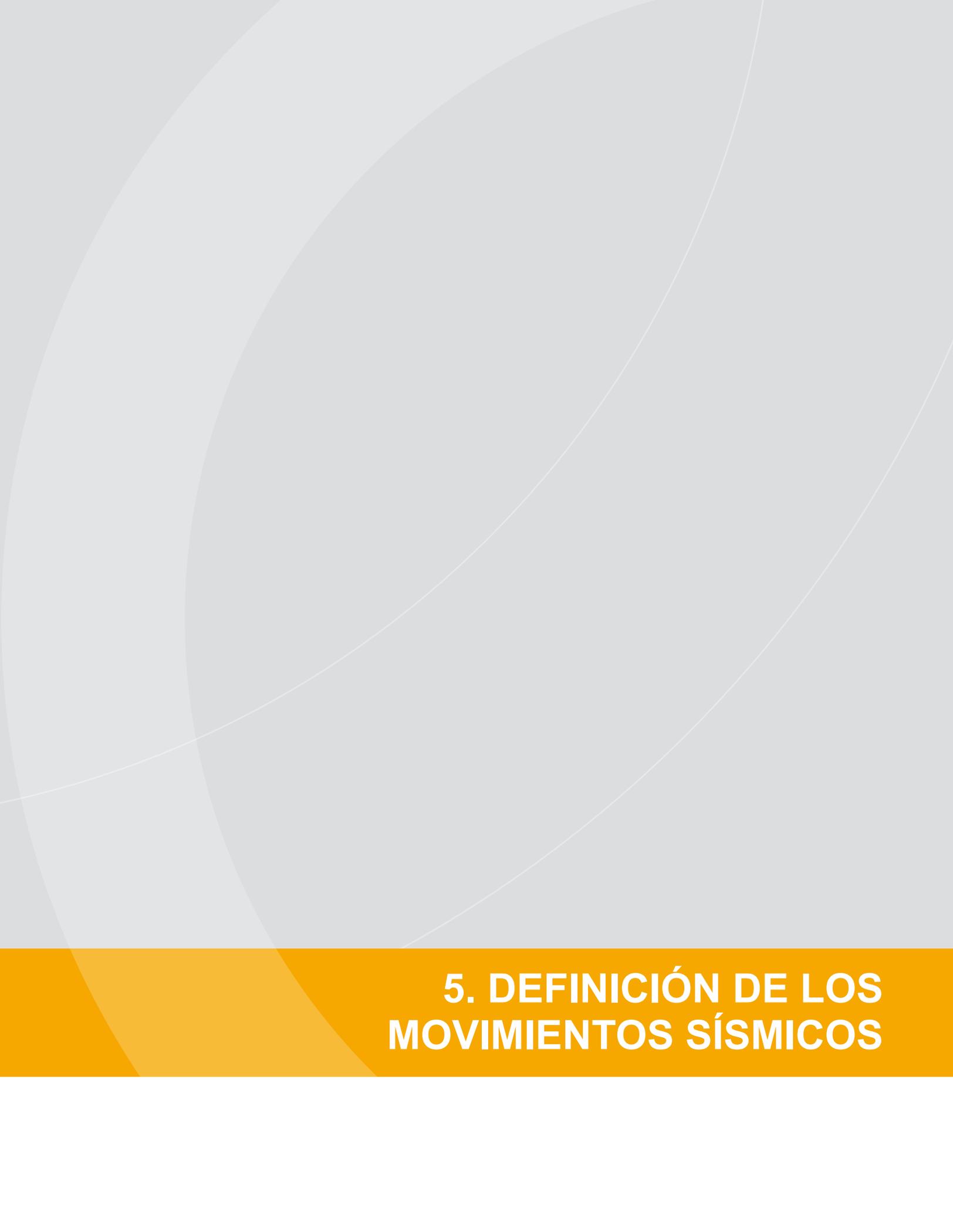
El procedimiento de recolección de información debe ir acompañado de una inspección detallada que permita:

- i) Constatar el lugar de ubicación de la edificación y evaluar las condiciones generales de la topografía y de las características geotécnicas del sitio. Identificar la relación de la edificación con su entorno físico.
- ii) Constatar que la información contenida en los planos estructurales (geometría, secciones, etc.) coincide con la información recabada en sitio. Verificar el armado en miembros estructurales de concreto armado mediante métodos no destructivos como la auscultación por medio de ultrasonido;
- iii) Evaluar la calidad y el estado actual de mantenimiento y conservación de la construcción: presencia de fallas y agrietamiento, corrosión, deflexiones significativas, etc.
- iv) Evaluar la calidad de los materiales de construcción, para lo cual es deseable obtener muestras en sitio que puedan ser ensayadas en el laboratorio.

- v) Identificar la presencia de elementos no estructurales que puedan tener incidencia en el desempeño sísmico de la estructura; en particular, presencia de paredes de relleno adosadas a los pórticos, presencia de columnas cortas generadas por componentes arquitectónicos, presencia de pisos blandos.
- vi) Identificar riesgos no estructurales tales como anclaje de paredes, maquinarias, parapetos, fachadas de vidrio y objetos pesados en general.
- vii) Identificar si existe adosamiento con otras edificaciones; determinar si hay juntas de construcción y cuantificar las distancias de separación entre edificaciones adosadas.
- viii) Evaluar las condiciones del terreno en los alrededores de la obra e identificar indicios de movimientos del terreno y asentamientos.

En el caso de que no se disponga de planos estructurales de la obra, será necesario efectuar un levantamiento completo de la edificación, que permita la elaboración en sitio de los planos necesarios, tanto de estructura como de arquitectura, para la posterior elaboración de los modelos matemáticos.

Además de la información descrita en los puntos precedentes, se recabarán datos producto de las siguientes actividades : a) Auscultar el interior de los elementos de concreto amado a fin de determinar el número y diámetro de las barras longitudinales y el diámetro y la separación del refuerzo transversal en un número representativo de elementos resistentes; b) Determinar la calidad de los materiales con base a pruebas en sitio y en laboratorio; c) Explorar el terreno e identificar el sistema empleado en las fundaciones de la edificación.



## **5. DEFINICIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS**



Para los efectos del análisis estructural de edificios, los movimientos del terreno inducidos por un sismo, se pueden representar mediante espectros de respuesta o mediante historias de aceleraciones. Ambos se pueden obtener a partir de los mapas de zonificación de la región en estudio o a partir de estudios específicos de amenaza sísmica en el sitio de interés.

## 5.1 Movimientos sísmicos a partir de mapas de zonificación

Los mapas de zonificación son el resultado de un estudio de amenaza sísmica mediante el cual se discriminan los diferentes niveles de amenaza por región. La amenaza se suele expresar en términos de la aceleración, para un período seleccionado de retorno de los movimientos sísmicos, o su equivalente, expresado en términos de una probabilidad seleccionada de excedencia, asociada a un tiempo de exposición establecido, o vida útil de la obra.

En el marco de la confiabilidad estructural, los mapas deben suministrar valores de aceleración para todos aquellos periodos de vibración de las edificaciones, que permitan la construcción de espectros de amenaza uniforme con iguales probabilidades de excedencia. Los valores de aceleración así definidos permiten la construcción del espectro de respuesta, en términos de aceleraciones o desplazamientos, a ser utilizado en el análisis de la edificación. Los espectros se suelen modificar para acomodar diferentes condiciones locales del sitio. Estos procedimientos de cálculo se pueden consultar en la bibliografía especializada (Mc Guire, 2004).

### 5.1.1 Espectros de respuesta de sistemas elásticos

El espectro de respuesta representa la variación de la aceleración espectral con el período de vibración de la estructura, y se puede definir apropiadamente mediante tres ramas; si se ordenan éstas según valores crecientes del período, están constituidas por: una rama de aceleración espectral constante, seguida de una de velocidad espectral constante (aceleración proporcional al inverso del período) y finalmente una de desplazamiento espectral constante (aceleración proporcional al inverso del cuadrado de período) (Chopra, 2012). Una sub-rama inicial permite una transición lineal desde la aceleración de período cero que es igual a la aceleración efectiva del terreno, hasta la rama de aceleración constante.

El espectro de aceleraciones para sistemas elásticos se puede representar mediante las siguientes expresiones:

$$A(T) = A_{CM} (0,4 + (\alpha - 0,4) \frac{T}{T_0}) \quad T \leq T_0 \quad (5.1)$$

$$A(T) = \alpha A_{CM} \quad T_0 \leq T \leq T_s \quad (5.2)$$

$$A(T) = \alpha \frac{A_{1M}}{T} \quad T_s \leq T \leq T_L \quad (5.3)$$

$$A(T) = \alpha A_{1M} \left( \frac{1}{T} \right) \left( \frac{T_L}{1} \right)^2 \quad T_L \leq T \quad (5.4)$$

Donde:

$A(T)$ : es el coeficiente de aceleración espectral para sistemas elásticos. Es igual a la aceleración espectral dividida entre la aceleración de gravedad.

$T$ : es el período de vibración, en segundos

$A_{CM}$ : es el coeficiente de aceleración espectral para períodos cortos, que incluye las condiciones geotécnicas del sitio.

$A_{1M}$ : es el coeficiente de aceleración espectral para un período de 1 segundo, que incluye las condiciones geotécnicas del sitio.

$T_s$ : es el período característico que separa las ramas de aceleración espectral constante y de velocidad espectral constante:

$$T_s = \frac{A_{1M}}{A_{CM}} \quad (5.5)$$

$T_0$ : es el período característico que da inicio a la rama de aceleración espectral constante:

$$T_0 = \frac{T_s}{5} \quad (5.6)$$

$T_L$ : período característico que separa las ramas de velocidad espectral constante y de desplazamiento espectral constante.

$$\alpha = 1,402 - 0,25 \ln 100 \zeta \quad (5.7)$$

$\alpha$ : es el factor de modificación por efecto del amortiguamiento estructural (ASCE, 2007). Por ejemplo, para  $\zeta = 0,05$  se tiene que  $\alpha = 1$ .

$\zeta$ : es el coeficiente de amortiguamiento, en fracción decimal. Un amortiguamiento de 5% ingresa en la **Ecuación 5.7** como 0,05.

Los coeficientes  $A_{CM}$  y  $A_{IM}$  se obtienen de:

$$A_{CM} = F_A A_C \quad (5.8)$$

$$A_{IM} = F_V A_1 \quad (5.9)$$

Donde:

$A_C$ : Coeficiente de aceleración espectral para períodos cortos.

$A_1$ : Coeficiente de aceleración espectral para un período de 1 segundo.

$F_A$ : Parámetro del sitio para períodos cortos.

$F_V$ : Parámetro del sitio para el período de 1 segundo.

Reconociendo que las aceleraciones dadas por las **ecuaciones 5.1 a 5.4** son pseudo aceleraciones, el espectro de desplazamientos se puede obtener según se indica en la **Ecuación 5.10**:

$$D(T) = A(T) \cdot g \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (5.10)$$

Los valores de  $A_C$  y  $A_1$  dependen de la probabilidad de excedencia o período de retorno adoptado para definir los movimientos sísmicos. Se suelen suministrar en un mapa que contiene los resultados de un estudio probabilístico de amenaza sísmica. Este formato de presentación de los espectros se ha seguido en varios documentos normativos recientes (ASCE, 2010; MOPC, 2011; ASCE, 2007).

Los parámetros  $F_A$  y  $F_V$  pueden aumentar o reducir los valores espectrales dependiendo de la condición geotécnica del sitio y de la amplitud del movimiento sísmico. En la **Tabla 5.1 y 5.2** se muestran los valores adoptados por la ASCE (ASCE, 2010) para cinco tipos de condición geotécnica.

**Tabla 5.1** Valores del parámetro de sitio  $F_A$  para períodos cortos (ASCE, 2010)

Descripción genérica	Clasificación geotécnica	$A_c \leq 0,25$	$A_c = 0,5$	$A_c = 0,75$	$A_c = 1$	$A_c \geq 1,25$
Roca dura	A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Roca	B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Roca blanda o suelo muy denso	C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Suelo rígido	D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Suelo blando	E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9

**Tabla 5.2** Valores del parámetro de sitio  $F_v$  para el período de 1 segundo (ASCE, 2010)

Descripción genérica	Clasificación geotécnica	$A_1 \leq 0,1$	$A_1 = 0,2$	$A_1 = 0,3$	$A_1 = 0,4$	$A_1 \geq 0,5$
Roca dura	A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Roca	B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Roca blanda o suelo muy denso	C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Suelo rígido	D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Suelo blando	E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4

La clasificación geotécnica del sitio puede ser seleccionada con la información dada en la **Tabla 5.3**, siendo  $\tilde{v}_s$  la velocidad promedio de la onda de corte a pequeñas deformaciones en los primeros 30 metros de profundidad,  $N$  el número de golpes en el ensayo de penetración estándar y  $C_u$  la resistencia al corte no drenada (ASCE, 2010). Valores similares son reportados en (CPCSCR, 2010). Si se conocen los espesores y las velocidades de los estratos contenidos en los primeros 30 metros de profundidad, la velocidad  $\tilde{v}_s$  se puede obtener a partir de:

$$\tilde{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}} \quad (5.11)$$

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m} \quad (5.12)$$

Donde:

n: Es el número de estratos distintos en los primeros 30 metros del depósito.

$v_{si}$ : Es la velocidad promedio de la onda de corte del estrato i.

$d_i$ : Es la profundidad del estrato i.

**Tabla 5.3** Clasificación geotécnica (ASCE, 2010)

Clasificación geotécnica	$\tilde{v}_s$ (m/s)	N	$C_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
A	$\geq 1.500$	-	-
B	760-1500	-	-
C	360-760	>50	>1
D	180-360	15-50	0,5-1
E	$\leq 180$	< 15	< 0,5

Los valores del amortiguamiento en las estructuras dependen del tipo de materiales y tipo de estructura así como del nivel de esfuerzo bajo el cual estén trabajando. En la **Tabla 5.4** se presentan valores que varían entre 2% y 20% (Chopra, 2012).

### 5.1.2 Ejemplos y relación con espectros de algunas normas

La elaboración del espectro elástico dado por las **ecuaciones 5.1 a 5.9** requiere de conocer los valores de  $A_c$  y  $A_1$ , que describen la amenaza uniforme en términos de la aceleración espectral para un período corto (usualmente 0,2 s) y el período de 1 s, respectivamente. Hasta la fecha, sólo unas pocas normas de diseño sísmico suministran valores explícitos de  $A_c$  y  $A_1$  dentro de un mapa de zonificación; la mayoría de las normas en el ámbito latinoamericano prescriben espectros de respuesta que se construyen a partir de un valor prefijado de la aceleración del terreno.

**Tabla 5.4** Coeficientes de amortiguamiento en estructuras.

Adaptado de la fuente: (Chopra, 2012)

Nivel de esfuerzos	Tipo y condición de la estructura	Amortiguamiento $\zeta$
Por debajo de la mitad del punto cedente	De acero soldada, concreto pretensado, concreto reforzado con ligero agrietamiento	0,02-0,03
	Concreto reforzado con considerable agrietamiento	0,03-0,05
	De acero con pernos o remaches, estructuras de madera con clavos o juntas apernadas	0,05-0,07
En o justo por debajo del punto cedente	De acero soldada, concreto pretensado (sin pérdida completa de pretensión)	0,05-0,07
	Concreto reforzado, concreto pretensado con pérdida de pretensión	0,07-0,10
	De acero apernada o remachada, de madera con juntas apernadas	0,10-0,15
	Estructuras de madera con juntas con clavos	0,15-0,20

Por ejemplo, en el Reglamento Sísmico de la República Dominicana (MOPC 2011) se dan mapas de  $A_c$  y  $A_1$  para probabilidades de excedencia de 10% en un lapso de 5 años y de 10% y 2% en un lapso de 50 años, los que corresponden según la **Ecuación 3.1** a períodos de retorno de 48, 475 y 2.475 años, respectivamente.

A título de ejemplo, sean los valores de  $A_c = 0,95$  y  $A_1 = 0,55$  asociados a un período de retorno de 2.475 años en la Zona II de la República Dominicana. Adoptando los valores de  $F_A$  y  $F_V$  de las **Tablas 5.1** y **5.2** se pueden calcular, con las ecuaciones 5.1 a 5.9, los espectros para los cinco tipos de condición geotécnica, los cuales se muestran en la **Figura 5.1**. En los cálculos se adoptó un valor de  $T_L = 5$  s. Se grafica en la **Figura 5.1**, la aceleración espectral obtenida de multiplicar el coeficiente de aceleración espectral  $A(T)$  por la aceleración de gravedad ( $g$ ). Se puede apreciar que los valores de la aceleración espectral, para períodos cercanos a cero, que pudiese ser interpretada como la aceleración máxima del terreno, varían entre aproximadamente 0,34  $g$  y 0,45  $g$  para este período de retorno de 2.475 años, para la condición de sitio A (roca dura) y E (suelo blando), respectivamente, en esta zona sísmica.

El efecto de considerar otros valores del amortiguamiento se ilustra en la **Figura 5.2** en la cual se ha graficado el espectro de aceleraciones para valores de  $\zeta = 1, 5, 10$  y  $20\%$ , correspondientes a la misma zona sísmica ( $A_c = 0,95$  y  $A_1 = 0,55$ ) y a una condición de sitio B.

En el caso venezolano, la norma sismo resistente (Covenin, 2001), no prescribe los valores espectrales  $A_c$  y  $A_1$  de amenaza uniforme. Allí se presentan los espectros en un formato ligeramente distinto. Sin embargo, conocidos los parámetros ( $\alpha, \varphi, \beta, A_0, T^*, p$ ) definidos en el espectro de dicha norma, los coeficientes  $A_c$  y  $A_1$  de las ecuaciones 5.8 y 5.9 se pueden obtener a partir de:

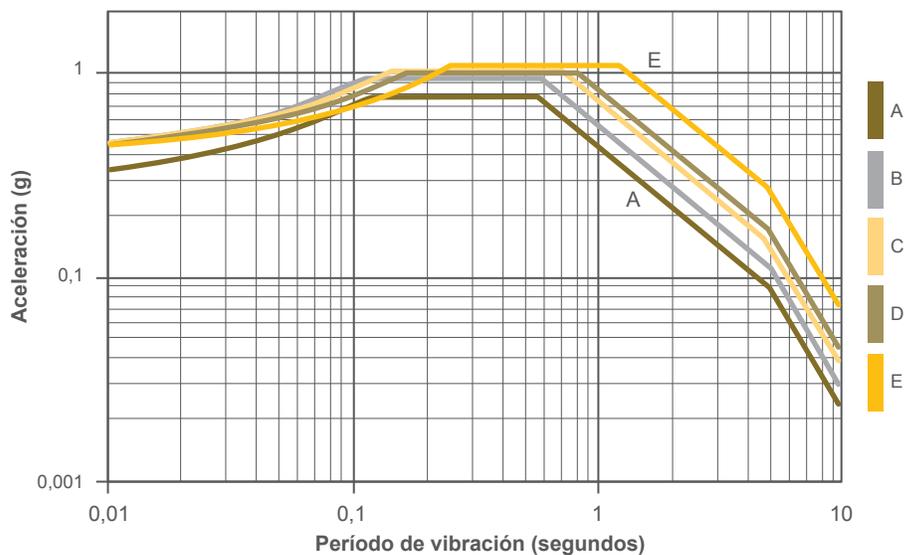
$$A_c = \frac{\alpha\varphi\beta A_0}{F_A} \quad (5.13)$$

$$A_1 = \frac{\alpha\varphi\beta A_0}{F_V (T^*)^p} \quad (5.14)$$

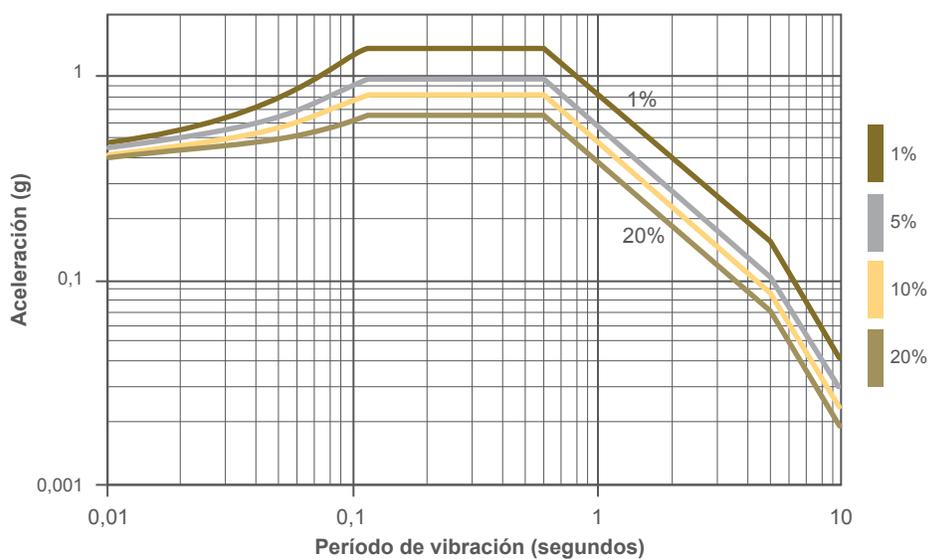
Con los valores de  $A_c$  y  $A_1$  se pueden construir los espectros de aceleraciones usando las ecuaciones 5.1 a 5.9.

Debe asimismo señalarse que los espectros de respuesta de sistemas elásticos descritos por las **ecuaciones 5.1 a 5.9** pueden ser sustituidos por espectros resultantes de estudios específicos de amenaza y microzonificación sísmica de una ciudad.

Por ejemplo, en el caso de la capital de Venezuela se dispone de un completo estudio de microzonificación sísmica de Caracas, que contiene espectros específicos para 4 macrozonas y 21 microzonas en donde se han discriminado los efectos de las características geotécnicas y topográficas en la forma y en la amplitud espectral (FUNVISIS, 2009; Hernández et al., 2009).



**Figura 5.1** Espectro de aceleraciones de sistemas elásticos para las condiciones geotécnicas A, B, C, D y E. Zona sísmica con  $A_c = 0,95$  y  $A_1$ , Período de vibración (segundos) = 0,55. Amortiguamiento  $\zeta = 5\%$  (Elaboración propia)



**Figura 5.2** Espectro de aceleraciones de sistemas elásticos para amortiguamientos  $\zeta = 1, 5, 10$  y  $20\%$ . Zona sísmica con  $A_c = 0,95$  y  $A_1$ , Período de vibración (segundos) = 0,55. Condición de sitio: B (Elaboración propia)

### 5.1.3 Ejemplo de espectros para tres niveles de amenaza sísmica

Se presentan a continuación los espectros de respuesta elástica para los tres niveles de amenaza sísmica definidos en la Sección 3.1: Sismo Frecuente (F), Sismo Ocasional (O) y Sismo Excepcional (E).

Para los cálculos en este ejemplo, se han tomado los valores que describen la amenaza sísmica en la República Dominicana y que se dan en los mapas que acompañan el Reglamento Sísmico de ese país (MOPC, 2011). Para un lugar en el centro del país, de coordenadas (19° N y 71° O), se leyeron en forma aproximada, de los seis mapas, los valores de los coeficientes  $A_c$  y  $A_1$  que se muestran en la **Tabla 5.5**. La relación entre la probabilidad de excedencia, ( $P_e$ ), la vida útil ( $t$ ) y el período de retorno ( $T$ ) mostrados en la tabla, es la indicada por las **ecuaciones 3.1** y **3.2**.

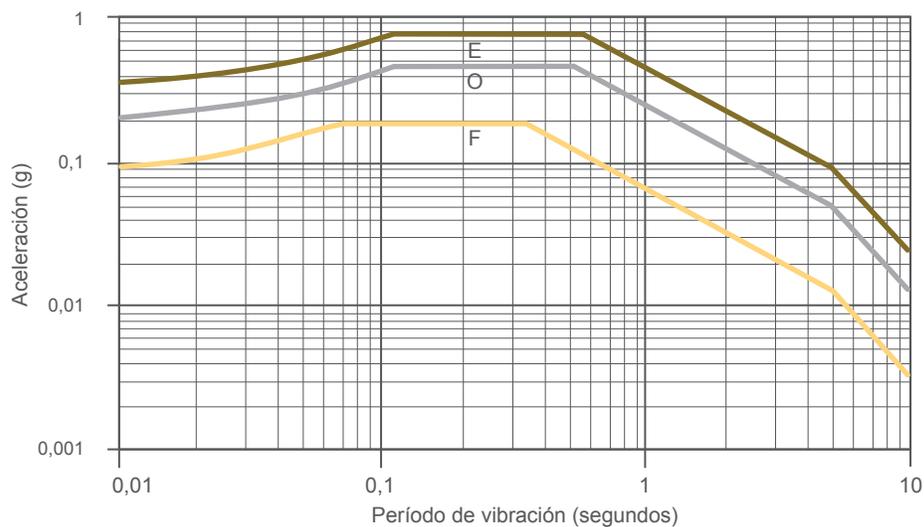
**Tabla 5.5** Valores de  $A_c$  y  $A_1$  para los tres niveles de amenaza sísmica. F, O y E en una región

Nivel de Amenaza Sísmica	Período de retorno T (años)	$P_e$ en t años	$A_c$	$A_1$
Frecuente (F)	48	0,10 en 5 años	0,19	0,065
Ocasional (O)	475	0,10 en 50 años	0,46	0,25
Excepcional (E)	2.475	0,02 en 50 años	0,80	0,46

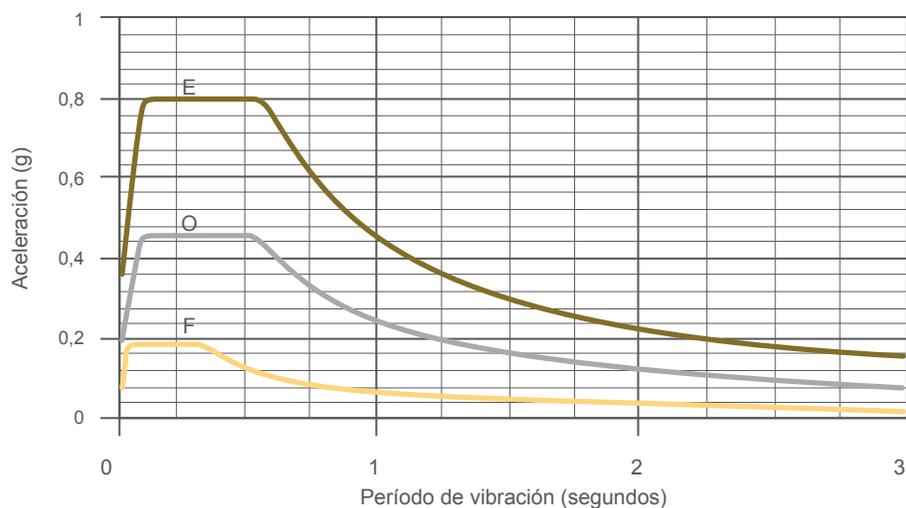
Adoptando un coeficiente de amortiguamiento de 0,05 y una condición de sitio B (**Tablas 5.1** y **5.2**) y usando las **ecuaciones 5.1** a **5.9**, se determinaron los espectros para cada uno de los tres niveles de amenaza sísmica (F, O, E) definidos en la **Tabla 5.5**. En los cálculos se adoptó un valor  $T_L = 5$  segundos. Los espectros de aceleraciones se muestran en la **Figura 5.3**, en dos formatos distintos (logarítmico y aritmético). Los espectros de desplazamiento calculados mediante la **Ecuación 5.10** se muestran en la **Figura 5.4**.

Una mirada a los cocientes entre los espectros pone de manifiesto que el evento excepcional (E) es 1,79 veces más intenso que el evento Ocasional (O), tomando el promedio de las amplitudes para todos los períodos en el rango entre 0 y 10 segundos. Por otro lado y haciendo el mismo promedio, se encuentra que el evento frecuente (F) es 0,32 veces el evento ocasional (O).

(a)

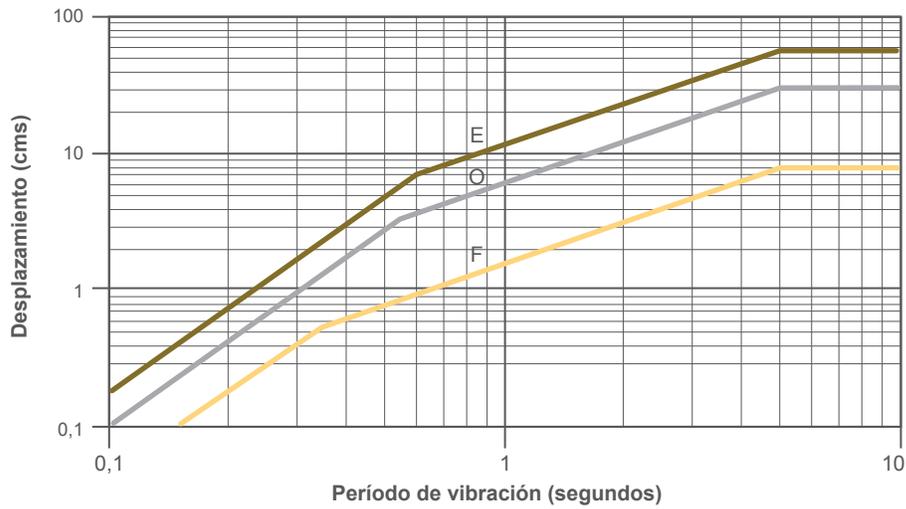


(b)

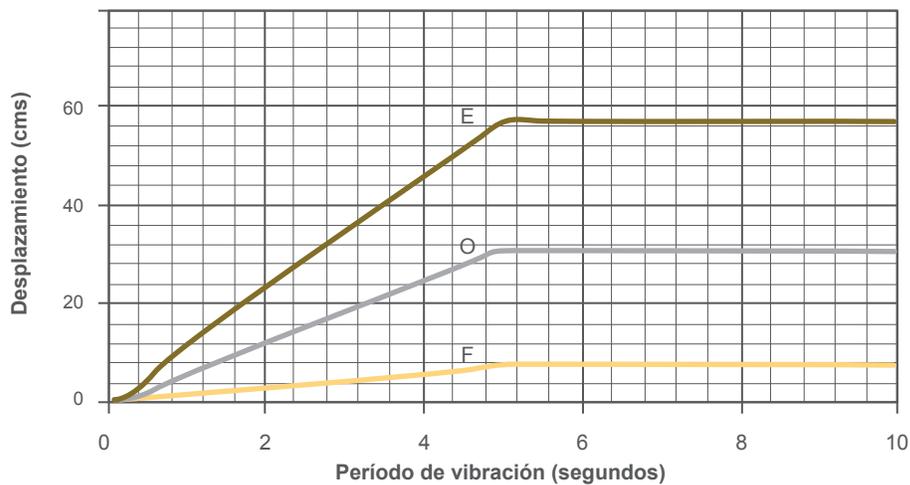


**Figura 5.3** Espectros de aceleraciones para tres niveles de amenaza sísmica en un sitio de la República Dominicana: Frecuente (F), Ocasional (O) y Excepcional (E). Amortiguamiento de 5% y condición de sitio B  
(a) Formato logarítmico (b) Formato aritmético (Elaboración propia)

(a)



(b)



**Figura 5.4** Espectros de desplazamientos para tres niveles de amenaza sísmica en un sitio de la República Dominicana: Frecuente (F), Ocasional (O) y Excepcional (E). Amortiguamiento de 5% y condición de sitio B  
 (a) Formato logarítmico (b) Formato aritmético (Elaboración propia)

### 5.1.4 Espectros de respuesta de sistemas inelásticos

El espectro de respuesta del sistema inelástico suministra las fuerzas que actúan sobre una estructura que responde inelásticamente. Se define a partir del espectro de respuesta del sistema elástico descrito en la Sección 5.1.1, reduciéndolo mediante el uso del Factor de Reducción R el cual se define en la Sección 6.2 y depende del tipo estructural y de su nivel de detallado y diseño; éste está relacionado con la época en la cual fue construida la edificación. El Factor R incorpora de manera aproximada la capacidad de disipación de energía y la sobrerresistencia de la estructura.

Las ecuaciones para determinar el espectro de respuesta del sistema inelástico son:

$$A_I(T) = \frac{A_{CM} \left[ 0,4 + (\alpha - 0,4) \frac{T}{T^+} \right]}{1 + \left( \frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad 0 \leq T \leq T^+ \quad (5.15)$$

$$A_I(T) = \frac{\alpha A_{CM}}{R} \quad T^+ \leq T \leq T_s \quad (5.16)$$

$$A_I(T) = \alpha \frac{A_{IM}}{R} \frac{1}{T} \quad T_s \leq T \leq T_L \quad (5.17)$$

$$A_I(T) = \frac{\alpha A_{IM}}{R} \left( \frac{1}{T_L} \right) \left( \frac{T_L}{T} \right)^2 \quad T_L \leq T \quad (5.18)$$

$$T^+ = 0,1 (R - 1) \quad (5.19)$$

$$T_s \leq T^+ \leq T_0 \quad (5.20)$$

$$c = (0,4 R)^{0,25} \quad (5.21)$$

Donde:

$A_I(T)$ : Es el coeficiente de aceleración espectral para sistemas inelásticos. La aceleración espectral del sistema inelástico es igual a  $A_I(T) \cdot g$  donde  $g$  es la aceleración de gravedad.

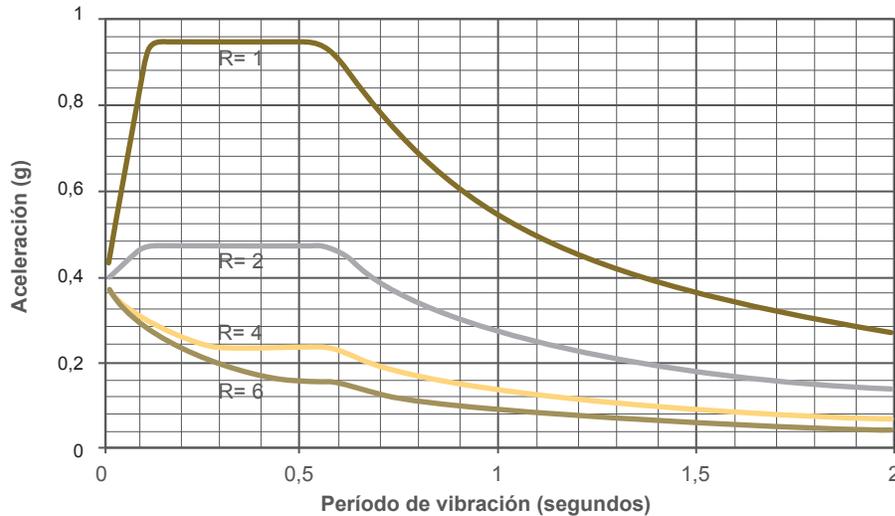
$A(T)$ : Es el coeficiente de aceleración espectral para sistemas elásticos, definido por las **Ecuaciones 5.1 a 5.7**.

Para sistemas elásticos se tiene que  $R = 1$  por lo que se puede observar que  $A_1(T) = A(T)$ . Para sistemas inelásticos ( $R > 1$ ), el coeficiente de aceleración espectral  $A_1(T)$  está dado por el coeficiente de aceleración del sistema elástico  $A(T)$  dividido entre  $R$ , para períodos  $T$  mayores a  $T^+$  (**Ecuaciones 5.16 a 5.18**). Por otro lado, no hay reducción del valor de  $A(T)$  cuando  $T = 0$  y por tanto  $A_1(0) = A(0)$ . Entre los períodos  $T = 0$  y  $T = T^+$  hay una zona de transición dada por la **Ecuación 5.15**.

Nótese que aun cuando el valor de  $R$  (Sección 6.2) es un valor independiente del período de vibración ( $T$ ), la reducción en los valores del coeficiente de aceleración espectral y por ende en las fuerzas sísmicas sí depende del valor del período. Esta manera de describir la relación entre el período de vibración y el coeficiente de aceleración espectral  $A_1(T)$  en la zona de periodos cortos, está basada en los trabajos pioneros de los Profesores A. Veletsos y N. Newmark (Veletsos y Newmark, 1960), complementados posteriormente por otros autores (Ridell et al., 1989) y (Miranda y Bertero, 1994), quienes han puesto de relieve la dependencia del cociente entre la fuerza máxima del sistema elástico y la fuerza máxima del sistema inelástico, con el período de vibración. Los espectros inelásticos (fuerzas) tienden a unirse con el elástico para períodos muy pequeños, y se separan para períodos moderados a largos. Una didáctica presentación del tema la ofrece el Profesor Anil K. Chopra en su libro (Chopra, 2012).

Este procedimiento de construcción de espectros inelásticos en los períodos cortos es similar al de la norma venezolana (Covenin, 2001) y también al presentado en forma gráfica en la norma de Costa Rica (CPCSCR, 2010). Otras normas mantienen formatos más simples en el cual la disminución en el coeficiente de aceleración del sistema inelástico es constante e independiente del período de vibración (ASCE, 2010); las consecuencias prácticas de adoptar este criterio son, para estructuras de período corto: a) las fuerzas son algo mayores a las teóricas cuando el factor de reducción ( $R$ ) es menor a aproximadamente 2,5, y b) las fuerzas son menores que las teóricas para factores de reducción ( $R$ ) mayores a aproximadamente 2,5.

En la **Figura 5.5** se ha graficado el espectro de aceleraciones para sistemas inelásticos con valores del Factor de Reducción  $R = 1, 2, 4$  y  $6$ , correspondiente a un amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ , a una zona sísmica con  $A_c = 0,95$  y  $A_1 = 0,55$  y a una condición de sitio B. La aceleración espectral se obtiene de multiplicar el coeficiente de aceleración espectral  $A_1(T)$  dado por las **Ecuaciones 5.15 a 5.21** por la aceleración de gravedad ( $g$ ).



**Figura 5.5** Espectro de aceleraciones para sistemas inelásticos y cuatro valores de R. Amortiguamiento  $\zeta = 5\%$ . Zona sísmica con  $A_c = 0,95$  y  $A_1$ . Período de vibración (segundos) = 0,55. Condición de sitio: B (Elaboración propia)

### 5.1.5 Acelerogramas

El acelerograma describe la variación de la aceleración del terreno con el tiempo durante un movimiento sísmico. Los acelerogramas son necesarios cuando se desea información de la variación de la respuesta dinámica de la estructura con el tiempo. Para estos efectos no es suficiente con hacer el análisis con un solo evento sísmico, debido a la dispersión inherente a la respuesta dinámica asociada, y por tanto, es recomendable utilizar un número no menor a cinco conjuntos de acelerogramas. Cada conjunto debe estar constituido por las dos componentes horizontales ortogonales de la aceleración del terreno. No se puede utilizar la misma componente horizontal para aplicarla en la dirección horizontal ortogonal. En casos especiales se incluye también en cada conjunto la componente vertical del movimiento sísmico.

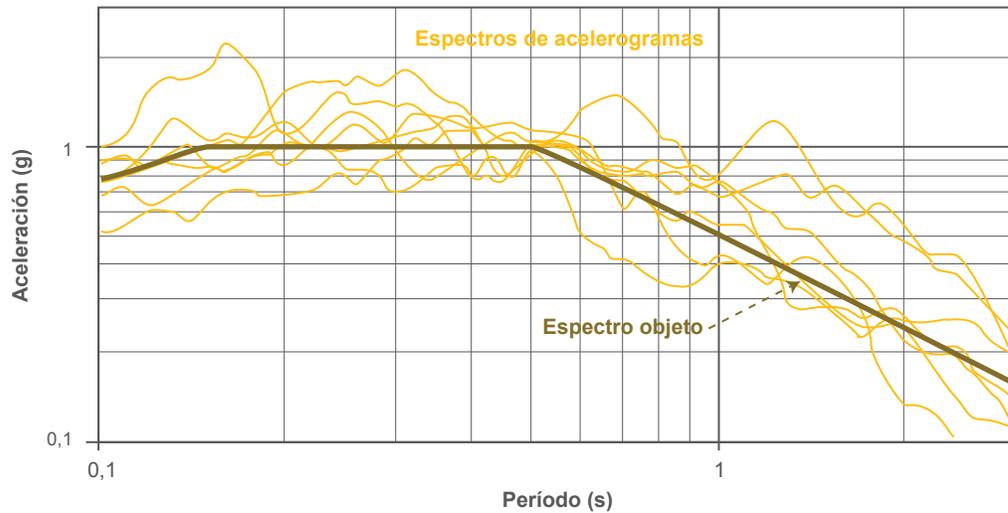
Los acelerogramas deben ser preferiblemente obtenidos de movimientos registrados en la región o en otros lugares con características similares. Al respecto se pueden consultar las siguientes bases de datos de acelerogramas registrados de donde pueden ser descargados: (PEER, 2013), (Ambraseys et al., 2002). Los acelerogramas deben ser escogidos de eventos sísmicos pasados, cuya magnitud, distancia a la fuente sísmica y mecanismo focal, sean similares a los esperados en la región en estudio. Alternativamente, los acelerogramas pueden ser

generados por procedimientos numéricos (Seismosoft, 2013), manteniendo la independencia estadística entre las dos componentes horizontales ortogonales, y entre éstas y la componente vertical del movimiento sísmico.

En cualquier caso, los acelerogramas deben ser escalados de manera tal que la media geométrica de su dos componentes horizontales se aproxime conservadoramente al espectro de aceleraciones de sistemas elásticos para el sitio en consideración, obtenido mediante cualquiera de los procedimientos descritos en las Secciones 5.1 y 5.2 de esta guía. Dicha aproximación se debe establecer prioritariamente para un rango de períodos comprendido entre  $0,2T_1$  y  $2T_1$ , donde  $T_1$  es el período fundamental de la estructura en la dirección donde se desea aplicar los acelerogramas.

En la **Figura 5.6** se presenta un ejemplo que muestra los espectros de aceleraciones de siete pares de acelerogramas, generados como parte de un estudio de amenaza sísmica, para una importante obra en la ciudad de Caracas. El espectro de cada par es la media geométrica de sus dos componentes horizontales. La media de los siete pares de acelerogramas se ajusta razonablemente al espectro objeto, indicado en rojo y trazo fuerte en la figura, especialmente en la banda de interés entre 0,1 y 3 segundos. El espectro objeto es un espectro de amenaza uniforme calculado con un período de retorno de 1.000 años y una condición geotécnica local de suelo rígido, del Tipo D (**Tabla 5.3**), con una velocidad media de propagación de las ondas de corte igual a 300 m/s en los primeros 30 metros de profundidad.

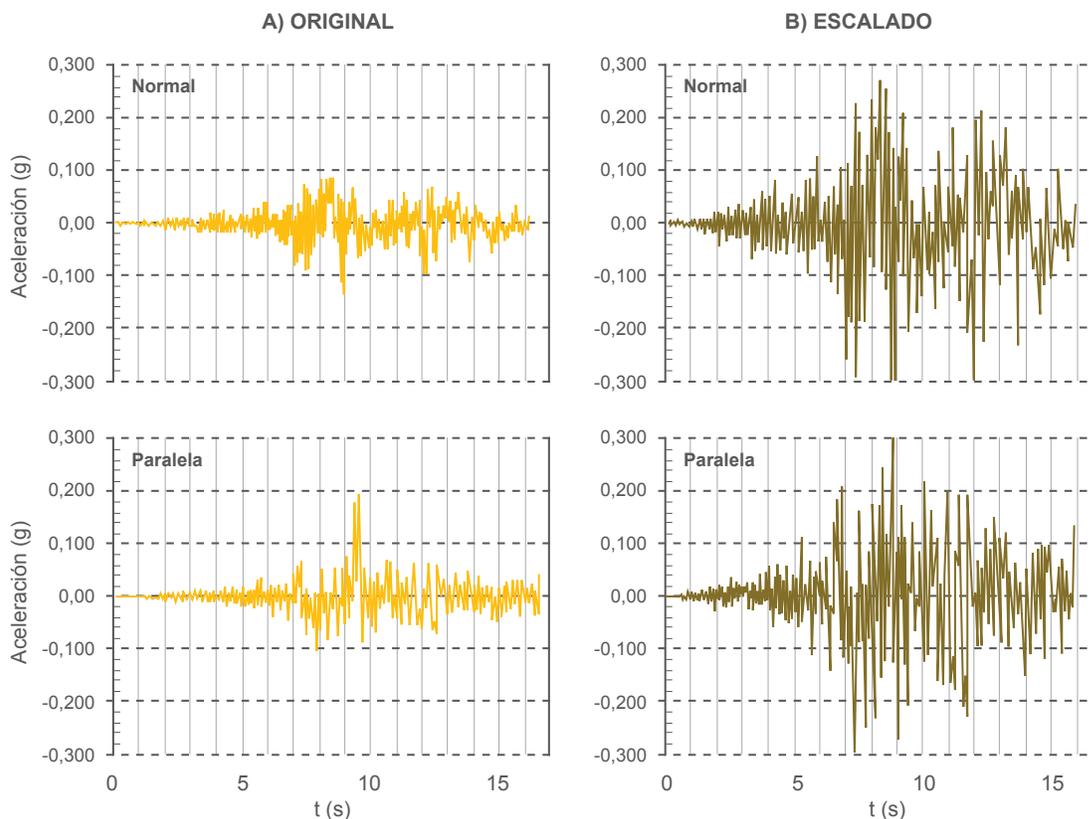
Los siete pares de acelerogramas corresponden a los eventos que se indican en la **Tabla 5.6** y fueron seleccionados de la base de datos descrita en (PEER, 2013).  $V_{s30}$  es la velocidad de propagación de la onda de corte en los primeros 30 metros en el sitio de la estación de registro. En la última columna se indica el factor de escala por el cual se multiplica cada par de acelerogramas para aproximarse al espectro objeto. En la **Figura 5.7**, se grafican las dos componentes horizontales del primer par (Imperial Valley-06, Estación Parachute Test Site), rotadas a las direcciones normal y paralela a la falla geológica. Se muestran los registros originales y los escalados luego de que la amplitud se multiplicó por el factor de escala de 3,2.



**Figura 5.6** Espectros de aceleraciones de siete pares de acelerogramas que oscilan alrededor de un espectro objeto (Elaboración propia)

**Tabla 5.6** Propiedades de los siete pares de acelerogramas

Localización y año			Magnitud	$V_{s30}$	Factor de Escala
Evento	Año	Estación	$M_w$	(m/s)	
Imperial Valley-06	1979	Parachute Test Site	6,53	348,7	3,20
Duzce- Turkey	1999	Lamont 1062	7,14	338	3,24
Victoria- Mexico	1980	Victoria Hospital Sotano	6,33	274,5	11,69
Imperial Valley-06	1979	Chihuahua	6,53	274,5	1,95
Duzce- Turkey	1999	Bolu	7,14	326	0,83
Kobe- Japan	1995	Takatori	6,9	256	0,68
Morgan Hill	1984	Gilroy Array #3	6,19	349,9	3,35



**Figura 5.7** Acelerogramas del evento Imperial Valley-06, Estación Parachute Test Site. Se muestran las dos componentes horizontales del movimiento original (sin escalar) y escalado, en las direcciones normal y paralela a la falla geológica (Elaboración propia)

## 5.2 Movimientos sísmicos a partir de estudios específicos de amenaza

Un estudio específico de amenaza sísmica puede ser deseable en el caso de edificaciones de gran importancia o que estén localizadas sobre suelos potencialmente inestables. El estudio debe incorporar las características propias de la región y del sitio y por tanto permitir la obtención de valores más precisos de las características de los movimientos sísmicos que los que suministran los mapas de zonificación. Los pasos a seguir en un estudio específico de amenaza sísmica se pueden resumir de la siguiente manera:

- 1) Recopilación de información referente a fallas geológicas potencialmente activas en un radio no menor de 200 kilómetros alrededor del sitio en estudio, aun cuando

en ciertas regiones puede ser necesario considerar mayores distancias. El estudio requiere de conocer o estimar la geometría del plano de la falla geológica generadora de sismos, las áreas esperadas de ruptura, la velocidad de deslizamiento, la dirección predominante del movimiento y la magnitud de los sismos máximos.

- 2) Desarrollo de un catálogo que contenga la historia sísmica de la región seleccionada. Se incluye allí la información instrumental proveniente de las redes sismológicas locales, regionales y mundiales, e información de la historia de los eventos pre-instrumentales ocurridos antes de la aparición de la sismología instrumental. Parámetros principales del catálogo son: la localización geográfica del evento, su magnitud, el mecanismo de dislocación y la profundidad del foco.
- 3) Desarrollo de un modelo sismogénico de la región, que integre la información geológica y sismológica y sea capaz de reproducir, con un adecuado grado de confiabilidad, las tasas de ocurrencia de magnitud de los eventos contenidos en el catálogo.
- 4) Desarrollo de los modelos de atenuación de las amplitudes del movimiento sísmico en la región, para valores de períodos de vibración asociados al rango de interés, incorporando el tipo de mecanismo focal, efectos de campo cercano y de directividad y discriminando la dirección (horizontal, vertical) del movimiento. En lugares donde la información de registros acelerográficos sea escasa y no permita desarrollar modelos propios de atenuación, se pueden utilizar modelos basados en bases de datos con registros mundiales como los descritos en (PEER, 2013a).
- 5) Cálculo de las tasas de excedencia de aceleraciones en el sitio de interés para cada periodo de vibración. Cálculo de los espectros de amenaza uniforme para períodos de retorno seleccionados y asociados a los niveles de desempeño estructural deseado. Valores usuales del período de retorno son 50, 500, 1.000 y 2.500 años. El procedimiento de cálculo de la amenaza se puede consultar en (Mc Guire, 2004).
- 6) Incorporación de efectos locales del sitio. Éstos efectos se pueden incorporar dentro del estudio de amenaza mediante el uso de un modelo de atenuación que incorpore la geología local y permita determinar los espectros de sitio, o alternativamente mediante un estudio específico del sitio que incluya lo siguiente:
  - i) Generación de un mínimo de cinco acelerogramas en roca, seleccionados de acuerdo a los criterios dados en la Sección 7.1.5. Los acelerogramas deben ser escalados tal que sus espectros se aproximen conservadoramente al espectro en roca obtenido del estudio de amenaza;

- ii) Desarrollo de un modelo no-lineal del suelo cuyas propiedades sean determinadas a partir de pruebas en el sitio o en sitios aledaños con condiciones similares. El modelo debe incorporar las incertidumbres propias de los suelos;
  - iii) Determinar la respuesta en superficie mediante análisis no-lineal o lineal equivalente del depósito de suelos sujeto a la acción de los movimientos en la roca. Determinación de los espectros en la superficie para el conjunto de acelerogramas en roca. Un ejemplo de estudios de sitio efectuados como parte de la microzonificación de la ciudad de Caracas se puede consultar en (Hernández et al., 2011).
- 7) Evaluación de otras amenazas de carácter geotécnico como licuación, deslizamientos, asentamientos y movimientos tectónicos.



## **6. REQUISITOS GENERALES**



## 6.1 Resistencia de los materiales

Para el cálculo de la resistencia de edificaciones existentes se deben usar los mejores estimados de la resistencia presente en los materiales, que no necesariamente son los valores nominales utilizados en el diseño de nuevas edificaciones. En el caso de componentes dúctiles se recomienda el uso de la resistencia promedio obtenida de ensayos o de la aplicación de los principios aceptados de la mecánica estructural. En la norma ASCE (ASCE, 2007), en el caso de componentes frágiles, se recomienda usar la resistencia promedio menos una desviación estándar, o como simplificación un valor igual a 0,75 veces la resistencia promedio. En todos los casos se usan factores de minoración de resistencias ( $\phi$ ) iguales a la unidad. En el caso de que los elementos estructurales muestren signos de deterioro o tengan algunos daños, conviene reducir la capacidad resistente y la capacidad de deformación del elemento, multiplicándola por algún factor escogido a juicio del analista.

Si se conociesen los valores nominales de resistencia usados en el diseño y se tiene confianza en que la construcción fue hecha satisfactoriamente, se pueden adoptar los siguientes valores de resistencia promedio: Para el concreto 1,5 veces la resistencia nominal; para el acero 1,25 veces la resistencia nominal cedente y 1,25 veces la resistencia nominal última (ASCE, 2007).

## 6.2 Factores de reducción

El valor del Factor de Reducción (R) necesario para reducir el espectro elástico según se describe en la Sección 5.1.4, es una función del tipo estructural y del nivel de diseño y detallado de los componentes estructurales que constituyen el sistema sismo resistente. El Factor R incorpora la capacidad de disipación de energía y la sobrerresistencia de la estructura. El nivel de diseño y detallado está relacionado con la época en la cual fue construida la obra: en las últimas décadas, se han impuesto requerimientos bastante más exigentes que en el pasado y que mejoran sensiblemente la capacidad para disipar energía de la estructura en el rango inelástico.

Los valores de los factores de reducción prescritos en las normas sísmicas muestran una gran variación entre países, poniendo de manifiesto las diferentes prácticas constructivas y criterios de diseño existentes. Por ejemplo, la ASCE (ASCE, 2010) especifica, para nuevas estructuras, valores de R que varían entre 1 y 8. En Costa Rica (CPCSCR, 2010), se dan valores de ductilidad global que varían entre 1 y 6, y de sobrerresistencia que varían entre 1,2

y 2, para estructuras que cumplan con los criterios de diseño allí estipulados. Para estructuras existentes se requiere verificar que los elementos posean la ductilidad local requerida para la posterior asignación de una ductilidad global. En AIS (AIS, 2010) se asigna un coeficiente de capacidad de disipación de energía que depende del sistema estructural y de los requisitos constructivo y de diseño que se hayan seguido en la ejecución de la estructura original. La ASCE (ASCE, 2007) establece valores diversos de ductilidad local, que dependen del nivel de diseño y detallado del elemento, así como del nivel de desempeño exigido. Para columnas de concreto armado, estos valores varían entre 1,25 y 10, valor este último asociado al estado de prevención del colapso en elementos dúctiles.

Por ejemplo, como parte de un proyecto de evaluación de edificios antiguas en la ciudad de Caracas, Venezuela, se han propuesto los factores de reducción que se muestran en la **Tabla 6.1**, a ser asignados a estructuras sobre las cuales no se tenga información detallada del diseño original, pero sí se conozca la fecha de su construcción. Se incluyen allí cinco tipos estructurales de uso común en la ciudad, correspondiendo el último a viviendas populares construidas en forma espontánea sin aplicación de las normas oficiales (López et al., 2013). El tipo denominado mampostería confinada corresponde a edificaciones donde todas las paredes están debidamente enmarcadas por pequeñas columnas y vigas de corona, de concreto armado o de acero. El año de construcción está dividido en cuatro etapas que corresponden a los cambios de norma sísmica en Venezuela. Los valores anotados en la primera fila se apoyaron en una consulta a expertos en el ámbito académico y profesional (Coronel, 2012).

Un tema a considerar con atención especial, es la asignación de un factor de reducción para el análisis de la estructura reforzada. En este sistema se incluyen tanto la estructura existente como la nueva estructura de refuerzo, las cuales pueden tener diferentes capacidades de disipación de energía. En ese caso, el valor a asignar debe balancear el carácter más frágil de la estructura existente y el carácter más dúctil de la nueva estructura.

### 6.3 Efectos de las paredes de relleno

Ciertos componentes no estructurales, como las paredes o tabiques divisorios, pueden incidir significativamente en el desempeño sísmico, si están hechos con materiales que poseen rigidez o resistencia comparables con las de los componentes estructurales. Este suele ser el caso de las paredes hechas con piezas de arcilla o de concreto de uso común en diversos países de Latinoamérica.

**Tabla 6.1** Factores de reducción (R) para distintas épocas constructivas en Venezuela

Tipo de Estructura	Año de Construcción			
	Antes de 1967	1967-1982	1982-1998	Después de 1998
Pórticos de concreto armado	2,5	4	5	6 *
Pórticos de concreto armado rellenos con paredes	2	3	3,5	4
Muros de concreto armado	2	3	4	4,5*
Mampostería confinada	1,75	2	2	2
Sistemas mixtos de pórticos y paredes de mampostería de baja calidad de construcción	1,5	1,5	1,5	1,5

\* Este valor corresponde al nivel de diseño (ND3) de estructuras dúctiles en la norma venezolana (Covenin, 2001).

Si las paredes estuviesen adosadas a la estructura, es necesario reconocer que la capacidad de deformación y disipación de energía de la misma, es alterada por la presencia del relleno, lo que puede conducir a modos frágiles de falla que impidan el desarrollo de los modos dúctiles previstos en el diseño. Este aspecto debe sin duda considerarse, para asignar, en consecuencia, factores de reducción o de ductilidad más conservadores a la estructura y sus componentes, cuando se puedan prever estas situaciones

Las paredes adosadas a una columna pueden generar condiciones desfavorables como los conocidos efectos de “columnas cortas” y “pisos blandos”. Por ejemplo, en la **Figura 6.1(a)** se muestra la fotografía del Edificio Mijagual, destacándose la ausencia de las paredes de mampostería de bloques en el nivel más bajo. El edificio de pórticos de concreto armado se derrumbó durante el sismo de Caracas de 1967, tal como lo muestra la **Figura 6.1 (b)**. La presencia del piso blando también ha sido citada como una de las causas del derrumbe de otro edificio en el mismo evento.

En la **Figura 6.2** se muestra el inicio de la formación de un posible modo de falla del tipo “piso blando”: las deformaciones se concentran en las columnas del nivel inferior, debido a la interrupción de las paredes de relleno del piso superior. Los “pisos blandos” pueden

aparecer también en los niveles superiores de un edificio, cuando se discontinúan las paredes de relleno, tal como se muestra en el caso del edificio de la [Figura 6.3](#).

(a)



(b)



**Figura 6.1** El edificio Mijagual antes y después de sismo de Caracas de 1967. Nótese la interrupción de las paredes de mampostería en el nivel inferior de la fotografía de la izquierda (a) Antes (b) Después (Fotografías: Archivo FUNVISIS)



**Figura 6.2** Formación de un potencial modo de colapso por la presencia de un piso blando inducido por la terminación de las paredes de relleno (Fotografía: OPS-OMS, 1999)



**Figura 6.3** Piso blando en un entrepiso intermedio de un edificio en Caracas (Fotografía: Oscar López)

Los efectos de “columna corta” se generan cuando una pared no está adosada a la columna en toda su longitud, dejando una distancia libre en la cual se concentra la deformación lateral **Figura 6.4 (b)**; la pequeña longitud de la columna impide su desempeño dúctil (flexión) y facilita su desempeño frágil (cortante). En la **Figura 6.4 (a)** se muestra la falla en una columna corta de una escuela con una estructura de pórticos de concreto armado y paredes de relleno de bloques de concreto adosadas a los pórticos, durante el sismo ( $M_w = 6,9$ ) de Cariaco, Venezuela, en 1997. Una escuela prácticamente idéntica que permite visualizar el estado original de la columna y de la pared, se muestra en la **Figura 6.4 (b)**.

Sin duda que un análisis completo y detallado, del pórtico relleno parcial o totalmente con paredes, involucraría el uso de modelos no lineales que pudieran reproducir la variación en el tiempo del deterioro de las paredes y de los elementos estructurales, durante la respuesta dinámica al sismo considerado. Un criterio simplificado de evaluación estructural utilizando los métodos de análisis lineal (estáticos y dinámicos) especificados en este documento, consistiría en considerar al menos dos modelos de análisis: Un primer modelo con las paredes incluidas, que representaría la condición inicial de la respuesta dinámica, para deformaciones relativamente pequeñas, con el fin de determinar su incidencia en el desempeño de la estructura. Este modelo permitiría detectar la formación de columnas cortas de conducta frágil o la generación de pisos blandos. Un segundo modelo sin incorporar las paredes, podría representar la condición extrema del edificio, cuando las paredes han perdido su capacidad de rigidez y resistencia. El desempeño más desfavorable de la estructura resultaría de la comparación entre las respuestas de estos dos modelos extremos.

La rigidez de la pared completa se puede representar en forma aproximada, con la rigidez de una biela equivalente trabajando a compresión, según la diagonal del pórtico, y articulada en sus extremos, sin rigidez a tracción. Se le suele asignar a la biela el mismo espesor y módulo de elasticidad de la pared. El ancho de la biela se puede estimar a partir de estudios tales como el del Profesor Richard Klingner (Klingner et. al., 1996).

(a)



(b)

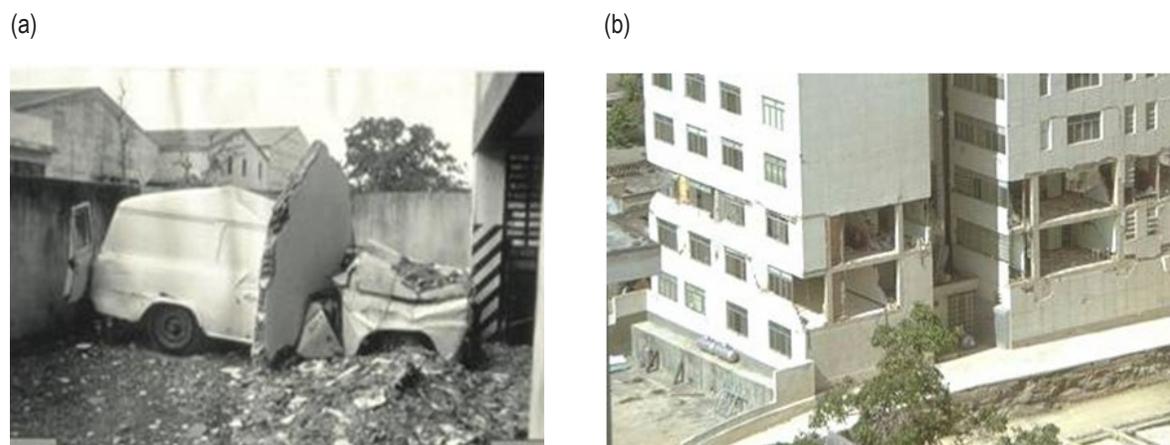


**Figura 6.4** Falla en columna corta de la escuela Valentín Valiente. El círculo destaca en (a) Escuela Valentín Valiente. Columna colapsada, y (b) Columna similar en escuela idéntica (Fotografías: (a) Archivo FUNVISIS, (b) Oscar López)

Otro problema igualmente importante es la estabilidad de las paredes de relleno. Se hace necesario anclar, no solamente las paredes a la estructura, sino también cualquier otro componente considerado no estructural: parapetos, muebles y equipos, entre otros elementos que puedan volcarse o deslizarse durante la acción sísmica. El desprendimiento y caída de paredes y objetos suele ocasionar víctimas durante sismos.

Por ejemplo, la **Figura 6.5 (a)** muestra el efecto de la caída de una pared de bloques sobre un vehículo durante el sismo ( $M_w = 6,4$ ) de Caracas de 1967. Varios edificios modernos con

pórticos de concreto armado sufrieron la caída de sus paredes por no estar ancladas a la estructura (**Figura 6.5 (b)**).



**Figura 6.5** Caída de paredes de mampostería de relleno en Caracas durante el sismo de 1967 (Fotografía: Steinbrugge, 1967)

## 6.4 Direcciones de análisis y combinación de efectos

El edificio se analizará bajo la acción simultánea de dos componentes sísmicas horizontales y ortogonales, las cuales se aplicarán según las direcciones del edificio que den lugar a la mayor respuesta estructural.

Cuando las componentes sísmicas estén descritas por sus espectros de respuesta, la respuesta combinada se puede calcular de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas individuales a la acción de cada una de las dos componentes sísmicas (método RCSC o SRSS por sus siglas en inglés). Si las dos componentes sísmicas tienen el mismo espectro de aceleraciones, las direcciones más desfavorables de aplicación son las dos direcciones principales y ortogonales del edificio, donde están orientados sus planos resistentes. Si los espectros de las componentes sísmicas tienen distinta forma e intensidad, la dirección crítica de aplicación de las componentes sísmicas y la respuesta estructural asociada, pueden calcularse por el método de la combinación cuadrática completa para tres componentes sísmicas, denominado CQC3, el cual está descrito en (Menun y Der Kiureghian, 1998), (López, Chopra y Hernández, 2000), (Chopra, 2012).

Cuando las componentes sísmicas estén descritas por acelerogramas, la respuesta más desfavorable se obtiene del análisis paso a paso en el tiempo, sumando algebraicamente en cada

instante las respuestas a la acción de cada componente individual. Los acelerogramas deben ser orientados en las dos direcciones ortogonales del edificio que den lugar a la respuesta estructural más crítica.

## 6.5 Componente Sísmica Vertical

Los efectos de la componente sísmica vertical inciden en los valores de las fuerzas y deformaciones de la estructura, especialmente en las fuerzas axiales sobre las columnas o muros. La aceleración vertical de movimiento sísmico puede ser tan intensa como la horizontal, o aún mayor si se está a pocos kilómetros de la fuente sísmica. Adicionalmente estas aceleraciones son amplificadas por la estructura.

Una manera práctica de cuantificar los efectos de la componente vertical del sismo, es a través de un análisis estático, que incluye la amplificación de las aceleraciones en la estructura, aumentando y reduciendo las cargas permanentes sobre el edificio, para considerar los dos signos posibles (+,-) de la aceleración vertical. Ésta es la manera como se incluyen estos efectos en la Sección 6.7 de combinación de cargas.

Otra manera más completa, pero que involucra un mayor esfuerzo de cálculo, sería el efectuar un análisis dinámico del edificio bajo la acción de la componente vertical del sismo y luego combinar los resultados con los de las componentes horizontales. Para estos efectos el espectro de la componente sísmica vertical puede suponerse igual a  $2/3$  del espectro de las componentes horizontales descrito en la Sección 5.1.1, cuando la edificación se encuentre a distancias mayores de 15 kilómetros de la fuente sísmica dominante. Si la estructura se encuentra al lado de una falla sísmica importante, se recomienda usar un espectro vertical de intensidad similar al de la componente horizontal, e interpolar para distancias intermedias (López et al., 2006).

## 6.6 Torsión accidental

Además de los efectos de la torsión intrínseca de las estructuras, que son inducidos durante la respuesta dinámica debido a las excentricidades propias entre centros de masa y centros de rigidez, se deben incluir los efectos de una “torsión accidental”, que tome en cuenta la rotación adicional de la planta producida por la componente sísmica rotacional de eje vertical y por las incertidumbres propias en la localización de las masas y las rigideces.

La “torsión accidental” se define por el “momento torsor accidental”, el cual es producto de la fuerza cortante actuante en la planta y la excentricidad accidental. La excentricidad

accidental en cada planta del edificio se suele cuantificar como el 6% de la dimensión de la planta en la dirección perpendicular a la dirección de incidencia del movimiento sísmico. Esta excentricidad debe ser considerada como actuante en ambos sentidos, con sus signos positivo y negativo, para cada dirección horizontal. Los efectos de la torsión accidental se pueden determinar mediante un análisis estático de la estructura bajo la aplicación de los momentos torsores accidentales en cada planta del edificio.

Los efectos de la torsión accidental determinados mediante un análisis estático, deberán ser aumentados a fin de tomar en cuenta amplificaciones dinámicas en edificios que poseen irregularidad torsional. Un edificio tiene irregularidad torsional cuando  $\eta \geq 1,2$  siendo  $\eta$  dado por:

$$\eta = \frac{\delta_{\max}}{\delta_{\text{medio}}} \quad (6.1)$$

Donde  $\delta_{\max}$  es la deriva máxima en un extremo de la planta y  $\delta_{\text{medio}}$  es la deriva promedio entre los dos extremos de la planta, en la dirección de aplicación de movimiento sísmico, calculadas incluyendo la acción estática de la torsión accidental.

En edificaciones con irregularidades torsionales ( $\eta$  es mayor o igual a 1,2), las fuerzas y desplazamientos inducidos por la torsión accidental serán multiplicados por el factor  $A_x$  dado por la **Ecuación 6.2** (ASCE, 2010):

$$A_x = \left( \frac{\eta}{1,2} \right)^2 \leq 3 \quad (6.2)$$

Los efectos de la torsión accidental se deberán añadir posteriormente a los efectos provenientes de la respuesta dinámica de traslación y torsión intrínseca.

Otra manera de incorporar los efectos de la torsión accidental sería la de incluir la excentricidad accidental en el modelo dinámico, por ejemplo mediante una variación de las posiciones de los centros de masas, lo cual incluiría de manera automática las amplificaciones dinámicas. Ello significaría mover los centros de masa en uno y otro sentido, para cada una de las direcciones horizontales, hacer un análisis dinámico para cada caso y seleccionar luego las respuestas más desfavorables.

## 6.7 Combinación de cargas

Los efectos (fuerzas, deformaciones) de la acción combinada de las cargas gravitatorias y las cargas sísmicas se pueden calcular de acuerdo a:

$$Q_U = 1,2 Q_P + Q_V \pm Q_S \quad (6.3)$$

$$Q_U = 0,9 Q_P \pm Q_S \quad (6.4)$$

$$Q_S = Q_{Sh} \pm Q_{Sv} \quad (6.5)$$

$$Q_{Sv} = 0,20 \alpha A_{CM} Q_P \quad (6.6)$$

Donde:

$Q_U$ : Son los efectos de la acción combinada de las cargas gravitatorias y las cargas sísmicas.

$Q_P$ : Son los efectos de las cargas permanentes.

$Q_V$ : Son los efectos de la porción de las cargas variables de servicio que pueden estar presentes durante el sismo. Ver Sección 6.10.

$Q_S$ : Son los efectos de la acción de las cargas sísmicas.

$Q_{SH}$ : Son los efectos de las dos componentes horizontales del movimiento sísmico (Sección 6.4), incluyendo los efectos de la torsión accidental (Sección 6.6).

$$Q_{SH} = (Q_{Sx}^2 + Q_{Sy}^2)^{1/2} + |T_a| \quad (6.7)$$

$Q_{Sx}$ : Son los efectos de la componente del sismo en la dirección x.

$Q_{Sy}$ : Son los efectos de la componente del sismo en la dirección ortogonal y.

$T_a$ : Son los efectos de aplicar momentos torsores accidentales. El valor absoluto de estos efectos se añade a los efectos de las componentes sísmicas x, y.

$Q_{Sv}$ : Son los efectos de la componente vertical del movimiento sísmico.

$A_{CM}$ : Es el coeficiente de aceleración espectral definido en la Sección 6.1.

$\alpha$ : Es el factor de modificación por efecto del amortiguamiento estructural (Sección 5.1.1).

Las **ecuaciones 6.3** y **6.4** están referidas en la ASCE (ASCE, 2010). En las **ecuaciones 6.5** y **6.6** los efectos de la componente sísmica vertical se añaden a los de las componentes sísmicas

horizontales, modificando (aumentando o reduciendo) los efectos de las cargas permanentes. En la **Ecuación 6.6** se ha superpuesto el 100% de sismo horizontal con el 30% de sismo vertical, y se adopta un espectro vertical igual a 2/3 del horizontal. En zonas aledañas a fallas geológicas activas el factor 0,20 de la **Ecuación 6.6** debe ser sustituido por 0,30, en congruencia con lo citado en la Sección 6.5.

## 6.8 Límites de deriva

El control de los daños en las edificaciones se suele establecer imponiendo limitaciones a los desplazamientos y deformaciones laterales de la estructura. La “deriva normalizada” se define como la diferencia de desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos de un edificio, dividida por la distancia que separa ambos niveles.

Para un determinado estado de daño, la deriva asociada depende del tipo de estructura, de su altura o número de pisos y del nivel de diseño empleado en la construcción; éste último está relacionado con la antigüedad de la edificación. Estructuras dúctiles diseñadas con las normas modernas pueden soportar mayores derivas que estructuras de baja ductilidad diseñadas con normas antiguas, para el mismo nivel de daño. Una discusión de la relaciones entre estados de daño y deriva para diversos tipos estructurales dúctiles y no dúctiles basada en abundante información experimental, es presentada por Ghobarah (Ghobarah, 2004).

En la **Tabla 6.2** se definen tres tipos de daño (Ligero, Moderado y Extenso) para cinco tipos estructurales, adaptada de FEMA (FEMA, 2003). En la **Tabla 6.3** se presentan valores de deriva normalizada expresada en porcentaje (%), para edificios construidos con un nivel de diseño alto, dúctiles, lo cual es característico de las normas modernas. Se dan valores de deriva para los tres estados de daño definidos en la **Tabla 6.2**, “Ligero”, “Moderado” y “Extenso”, los cuales pueden ser asociados a los niveles de desempeño denominados “Funcional”, “de Daño Controlado” y “de Prevención del Derrumbe”, respectivamente, definidos en la Sección 3.3. Las alturas de los edificios descritas en la **Tabla 6.3** como “Baja”, “Mediana” y “Alta”, corresponden a un número de pisos de 1 a 3, 4 a 7 y mayores que 8, respectivamente.

**Tabla 6.2** Definición de estados de daño para varios tipos estructurales (Adaptada de FEMA, 2003)

Tipo de Estructura	Tipo de Daño		
	Ligero	Moderado	Extenso
Pórticos de concreto armado	Grietas por flexión o cortante de poco espesor (cabello) en algunas vigas o columna cerca o dentro de las juntas	Grietas de poco espesor en la mayoría de vigas y columnas. Desprendimiento del recubrimiento del concreto y grietas grandes en algunos elementos de pórticos dúctiles y grietas grandes por corte en pórticos no dúctiles	Desprendimiento del recubrimiento del concreto, grandes grietas por flexión y pandeo del refuerzo longitudinal en algunos miembros de pórticos dúctiles. Fallas por cortante o por deslizamiento en los empalmes de barras o rotura del refuerzo transversal o pandeo de refuerzo longitudinal en columnas de pórticos no dúctiles lo cual podría resultar en un colapso parcial.
Pórticos de concreto armado rellenos con paredes	Grietas diagonales u horizontales de poco espesor en la mayoría de las paredes; grietas en las juntas pared-pórtico	Grandes grietas diagonales u horizontales en la mayoría de las paredes; algunas paredes muestran aplastamiento del ladrillo en la junta viga-columna	La mayoría de las paredes tienen grandes grietas; algunos ladrillos pueden dislocarse o caerse; algunas paredes pueden pandear fuera del plano; pocas paredes pueden caer; pocas columnas o vigas pueden fallar por cortante resultando en un colapso parcial. La estructura muestra deformaciones laterales permanentes.
Muros de concreto armado	Grietas diagonales de poco espesor en la mayoría de los muros; desprendimiento menor del concreto en pocos lugares	La mayoría de los muros tienen grietas diagonales; grandes grietas diagonales y desprendimiento del concreto en los extremos de algunos muros que excedieron su límite de cedencia	La mayoría de los muros excedieron su límite de cedencia; algunos muros excedieron su capacidad última, indicada por grandes grietas diagonales que atraviesan el muro, desprendimiento extenso del recubrimiento del concreto alrededor de las grietas y pandeo visible del refuerzo o rotación de muros delgados con fundaciones inadecuadas.
Pórticos de acero	Deformaciones menores en conexiones o grietas de poco espesor en algunas pocas soldaduras.	Algunos miembros ceden mostrando rotaciones permanentes en las conexiones; pocas conexiones soldadas pueden tener grandes grietas a través de la soldadura o pocas conexiones apernadas pueden tener pernos fracturados o agujeros alargados	La mayoría de los miembros excedieron su límite elástico, resultando en deformaciones laterales permanentes de la estructura. Algunos de los miembros o conexiones pueden haber excedido su capacidad última exhibiendo rotaciones permanentes del miembro en la junta, pandeo de las alas y fallas en las conexiones.
Pórticos de acero arriostrados	Alargamientos menores y/o pandeo de miembros esbeltos en pocos arriostramientos que han cedido;	Varios arriostramientos han cedido y exhiben estiramiento y/o pandeo; unos pocos arriostramientos y otros miembros o conexiones alcanzan su capacidad última manifestada por pandeo	La mayoría de los arriostramientos y otros miembros han excedido su límite elástico, resultando en deformaciones laterales permanentes significativas de la estructura. Algunos miembros o conexiones han excedido su capacidad última mostrando riostras pandeados o fracturados, pandeo de las alas, soldaduras fracturadas o fallas en las conexiones

Tipo de Estructura	Tipo de Daño		
	Ligero	Moderado	Extenso
	grietas menores en conexiones soldadas; deformaciones menores en conexiones apernadas de los arriostramientos	de riostras, grietas en soldaduras o fallas en conexiones apernadas	apernadas. Pernos de anclaje de columnas pueden estar alargados. Es posible el colapso parcial de porciones de la estructura debido a la falla de elementos críticos o conexiones.
Muros de carga de mampostería reforzada internamente, con diafragmas de concreto	Grietas diagonales de poco espesor en la superficie de la pared; grietas mayores alrededor de puertas y ventanas	La mayoría de las paredes presentan grietas diagonales en la superficie; algunos de los muros exceden su límite cedente indicado por grandes grietas	En edificios con grandes aberturas en muros, la mayoría de los muros excedieron su límite cedente y algunos pueden haber excedido su capacidad última, indicado por grandes grietas diagonales que atraviesan la pared y por el pandeo visible del refuerzo. Puede haber grietas en los diafragmas.
Muros de carga de mampostería no reforzada	Grietas diagonales de poco espesor en la superficie de la pared, sobre las juntas; grietas mayores alrededor de puertas y ventanas en paredes con las mayores aberturas. Grietas en la base de parapetos.	La mayoría de las paredes presentan grietas diagonales en la superficie; algunas de las paredes muestran grandes grietas diagonales. Separación visible entre paredes y diafragma; agrietamiento significativo en parapetos; algunas piezas pueden caerse de las paredes o de los parapetos.	En edificios con grandes aberturas en muros, la mayoría de las paredes pueden haber sufrido agrietamiento significativo; algunos parapetos y esquinas de paredes pueden caer.

En la **Tabla 6.4** se presentan valores de deriva normalizada para edificaciones construidas antes de la incorporación en las normas de las especificaciones de diseño dúctil, denominadas como de “nivel de diseño pre-norma” en FEMA (FEMA 2003), que corresponden a estructuras de muy baja ductilidad. Se puede apreciar que, en término medio, los valores de derivas de una estructura antigua son aproximadamente la mitad de los correspondientes a una moderna (nivel de diseño alto, **Tabla 6.3**), para el “Estado de Daño Extenso”. Los valores de deriva de los niveles de diseño “alto” y “pre-norma” tienden a asemejarse para estados de daño menores. Valores de deriva correspondientes a niveles intermedios de diseño entre el “alto” y el “pre-norma” se pueden consultar en FEMA (FEMA, 2003). En el caso venezolano, el nivel de diseño “alto” pudiera asimilarse a los edificios construidos después de 1982

(COVENIN, 1982), el nivel de diseño “pre-norma” a aquellos edificios construidos antes del año 1967 y un nivel intermedio a los construidos entre 1967 y 1982.

La **Tabla 6.4** incluye el caso de los edificios con paredes de relleno que se encuentran adosadas a los pórticos de concreto armado, situación muy común en varios países de Latinoamérica. La presencia de las paredes puede introducir efectos desfavorables y generar modos de falla frágiles del conjunto pórtico-pared, impidiendo la aparición del modo de falla dúctil para el cual fue diseñado el pórtico; es por ello que a este tipo de estructura se les asigna valores de deriva que son entre 0,6 y 0,75 veces los valores correspondientes a los pórticos de concreto armado sin la presencia de paredes.

**Tabla 6.3** Valores de Deriva Normalizada (%) asociada a tres estados de daño para edificios con nivel de diseño alto (FEMA, 2003)

Tipo de Estructura	Altura	Estado de Daño		
		Ligero	Moderado	Extenso
Pórticos de concreto armado	Baja	0,50	1,00	3,00
	Mediana	0,33	0,67	2,00
	Alta	0,25	0,5	1,5
Muros de concreto armado	Baja	0,40	1,00	3,00
	Mediana	0,27	0,67	2,00
	Alta	0,20	0,50	1,50
Pórticos de acero	Baja	0,60	1,20	3,00
	Mediana	0,40	0,80	2,00
	Alta	0,30	0,60	1,50
Pórticos de acero arriostrados	Baja	0,50	1,00	3,00
	Mediana	0,33	0,67	2,00
	Alta	0,25	0,50	1,50
Muros de carga de mampostería reforzada internamente	Baja	0,40	0,80	2,40
	Mediana	0,27	0,53	1,60
	Alta	0,20	0,40	1,20

Un aspecto a considerar cuidadosamente, es la asignación de derivas límites en edificaciones antiguas que son objeto de un reforzamiento estructural mediante la adición de una estructura dúctil. En estos casos la selección de las derivas asociadas al diseño de la nueva

estructura dúctil debe evitar exceder los valores tolerables por la estructura antigua, considerando la compatibilidad de deformaciones entre ambas estructuras.

**Tabla 6.4** Valores de Deriva Normalizada (%) asociada a tres estados de daño para edificios con nivel de diseño pre-norma (FEMA, 2003)

Tipo de Estructura	Altura	Estado de Daño		
		Ligero	Moderado	Extenso
Pórticos de concreto armado	Baja	0,40	0,64	1,60
	Mediana	0,27	0,43	1,07
	Alta	0,20	0,32	0,80
Pórticos de concreto armado rellenos con paredes	Baja	0,24	0,48	1,20
	Mediana	0,16	0,32	0,80
	Alta	0,12	0,24	0,60
Muros de concreto armado	Baja	0,32	0,61	1,58
	Mediana	0,21	0,41	1,05
	Alta	0,16	0,31	0,79
Pórticos de acero	Baja	0,48	0,76	1,62
	Mediana	0,32	0,51	1,08
	Alta	0,24	0,38	0,81
Pórticos de acero arriostrados	Baja	0,40	0,64	1,60
	Mediana	0,27	0,43	1,07
	Alta	0,20	0,32	0,80
Muros de carga de mampostería reforzada internamente	Baja	0,32	0,51	1,28
	Mediana	0,21	0,34	0,86
	Alta	0,16	0,26	0,64
Muros de carga de mampostería no reforzada	Baja	0,24	0,48	1,20
	Mediana	0,16	0,32	0,80

## 6.9 Idealización de la estructura y sus componentes

La respuesta dinámica de la estructura ante el movimiento sísmico, está controlada por los valores de sus períodos y modos de vibración, los cuales dependen de que las masas y las

rigideces de los componentes estructurales y sus conexiones sean modelados de forma que representen adecuadamente las condiciones durante la respuesta sísmica.

### 6.9.1 Pesos y masas

La carga permanente a ser considerada en el análisis, debe incluir todos aquellos elementos que aporten a la misma, tales como la losa y el sobre piso, las vigas, las columnas, las paredes y tabiques de relleno, las escaleras, los componentes ornamentales, etc. A esas cargas permanentes, se le añadirá la carga variable correspondiente en cada área del piso, según el uso del mismo. Para los efectos de la simultaneidad de los efectos de la carga sísmica y la carga variable, se suele considerar que sólo una porción de esta última esté presente, tomando en consideración la pequeña probabilidad de que ambos eventos extremos ocurran simultáneamente. Esta porción varía, por ejemplo, entre un 25% para edificaciones de vivienda, un 50% en edificaciones educacionales o con una alta ocupación y hasta un 100% en el caso de los almacenes y recipientes de líquidos. En el caso de Venezuela los valores específicos de las cargas permanentes están descritos en las normas (COVENIN, 2002), así como la porción de carga variable a considerar (COVENIN, 2001).

### 6.9.2 Rigideces

Reconociendo la importancia que tiene el período de vibración de la estructura en su respuesta sísmica, y la incidencia que sobre el mismo tiene la rigidez, es necesario incluir, en el modelo matemático todos aquellos componentes que puedan aportar rigidez, tales como paredes de relleno, escaleras, elementos arquitectónicos y ornamentales, etc. Siempre es recomendable definir más de un modelo matemático, a fin de identificar y cuantificar los efectos de los diferentes componentes en los valores de los períodos de vibración, formas modales y sus factores de participación.

En el caso de estructuras de concreto amado, es necesario el uso de factores de reducción de la rigidez en los elementos estructurales, para los efectos de tomar en cuenta el deterioro que sufren durante la respuesta sísmica, en los niveles de desempeño de “Daño Controlado” (D2) y “Prevención del Derrumbe” (D3). En las normas ACI (ACI 318-08, 2008) y ASCE (ASCE, 2007), se recomiendan los siguientes factores que deben multiplicar los valores asociados a las propiedades (inercias, áreas) de las secciones gruesas de los elementos estructurales:

- Inercia de columnas: 0,70
- Inercia de vigas: 0,35
- Inercia de muros agrietados: 0,70

- Inercia de muros no agrietados: 0,35
- Área de corte en todos los elementos: 0,40
- Área para fuerza axial en todos los elementos: 1,00

Para el nivel de desempeño Funcional (D1) en el cual se espera sólo un agrietamiento menor en algunos elementos estructurales, se recomienda mantener el uso de las propiedades (inercia, áreas) asociadas a las secciones gruesas.

En el caso de las juntas de estructuras de concreto armado, un modelo recomendado es el de considerar junta rígida con una longitud reducida de brazo rígido en los extremos de vigas y columnas que concurren a la misma, por ejemplo con un 50% de reducción, para los efectos de considerar el aumento en la flexibilidad de la estructura, producida por la distorsión y deterioro de la junta, durante su respuesta sísmica.

Los valores de los períodos de vibración de una estructura, dependen también de las características del terreno donde se asiente. En terrenos moderadamente blandos o muy blandos, el sistema estructura-suelo suele poseer mayores períodos de vibración que los de la estructura sobre una base rígida. Una consecuencia típica de la inclusión de la interacción suelo-estructura en el análisis, es la de reducir las fuerzas sobre la estructuras, debido al aumento en los períodos de vibración; como consecuencia, despreciar estos efectos suele ser conservador, en lo que respecta a la magnitud de las fuerzas sísmicas sobre la superestructura. Una manera simplificada de incluir estos efectos, consiste en añadir resortes a las fundaciones, lineales o no lineales, ya sean en zapatas o en pilotes, que representen el efecto que introduce el suelo en contacto con la fundación (ASCE, 2007).

### 6.9.3 Paredes

Por las razones anotadas en la Sección 6.3, es muy conveniente incluir en el modelo matemático el efecto de las paredes de relleno. En el caso de aquellas paredes que estén enmarcadas y adosadas al pórtico, se puede utilizar un modelo de biela equivalente trabajando únicamente a compresión. En dicho modelo, se reconoce la existencia de una separación entre la pared y el pórtico en las esquinas traccionadas y la formación de una franja de compresión a lo largo de la diagonal del pórtico.

La rigidez de la pared completa se puede representar por la rigidez de una biela equivalente, trabajando a compresión según la diagonal del pórtico, y articulada en sus extremos. Se le asigna a la biela el mismo espesor y módulo de elasticidad de la pared. El ancho de la biela se puede tomar como 0,15 veces la longitud de la diagonal, o alternativamente refinar este valor a partir de estudios específicos (Klingner et. al., 1996).

La rigidez de las paredes que no alcancen a rellenar totalmente el pórtico, ya sea por tener ventanas o puertas, se tomará en cuenta con base en un examen específico de cada caso, que tome en cuenta el tamaño y la localización de las aberturas (López y Espinosa, 2007).

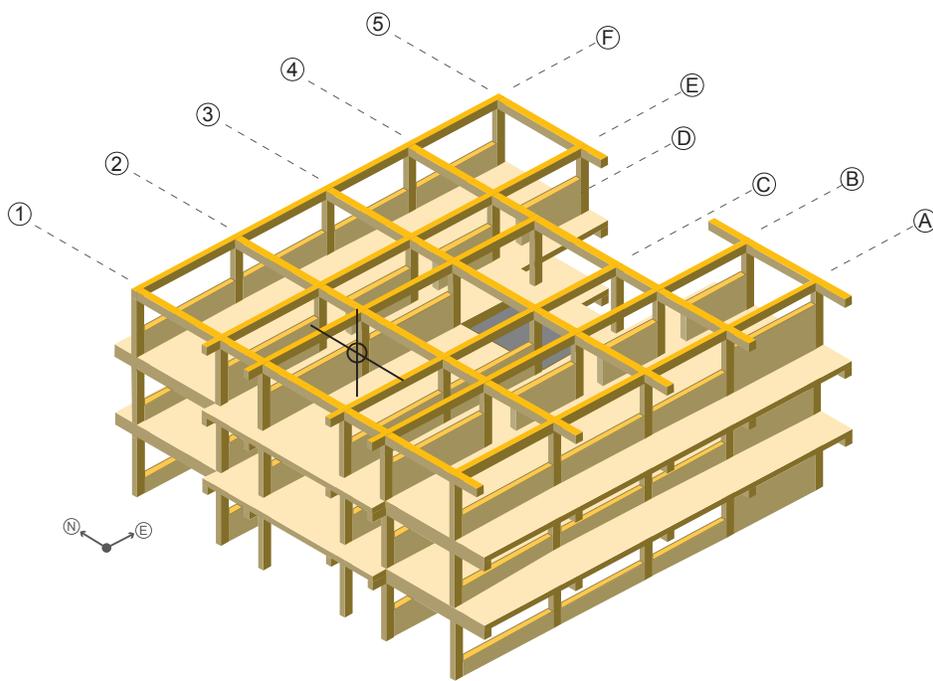
### 6.9.4 Ejemplo

A continuación se presenta un ejemplo de la incidencia que pueden tener las paredes y la escalera en los modos de vibración de una estructura. Resultados detallados de este caso pueden consultarse en las referencias (López y Espinosa, 2009; Espinosa, 2005).

#### *a) Descripción del edificio*

La **Figura 6.6** muestra una imagen de un edificio escolar de tres niveles de altura, con una estructura de pórticos de concreto armado, construido a mediados de la década de 1980. Todas las columnas tienen una sección de  $35 \times 35 \text{ cm}^2$  y las vigas de  $30 \times 40 \text{ cm}^2$  en la dirección norte-sur y de  $30 \times 40$ ,  $30 \times 50$  y  $30 \times 70 \text{ cm}^2$  en la dirección este-oeste. La losa es nervada, de 30 cm de espesor, con loseta de 5 cm y nervios de 25 cm, orientados en la dirección norte-sur. Las losas de las escaleras son de concreto armado, con un ancho de 3,60 m y ubicadas en el vano 3-4, apoyándose en los pórticos C y D, lo que ocasiona una asimetría de rigideces en la dirección norte-sur. El módulo de elasticidad del concreto se adoptó como  $238.752 \text{ Kg/cm}^2$  y el de la mampostería como  $20.000 \text{ Kg/cm}^2$ .

Solamente se indican en la **Figura 6.6**, las paredes en la dirección este-oeste, por facilidad de visualización. Las paredes de mampostería dentro de los pórticos, son de bloques de arcilla de 15 cm de espesor, frisadas por ambas caras. Las paredes exteriores tienen bloques de ventilación de espesor de 15 cm. En los pórticos externos (A y F) se encuentran paredes de poca altura (105 cm), para dar lugar a las ventanas de los salones de clase, lo que reduce la luz libre de las columnas, de 270 cm, a 165 cm. En los pórticos intermedios, B y E, están las puertas de acceso a los salones de clases, con la particularidad de que las paredes de cerramiento de estos salones se interrumpen en su parte superior, generando columnas muy cortas de sólo 40 cm de longitud. Aun cuando no se indica en la **Figura 6.6**, en dirección norte-sur hay un mayor número de paredes que en la dirección este-oeste, llenando varias de ellas por completo los vanos y la altura del pórtico.



**Figura 6.6** Imagen 3D del edificio escolar. Se excluyen en la imagen la losa del techo y las paredes en dirección Norte-Sur (Elaboración propia)

### ***b) Idealización del edificio***

El peso total del edificio es de 1.797,9 t correspondientes a 650,4 t en el nivel 1, 662,3 t en el nivel 2 y 485,2 t en el nivel 3. Se consideró diafragma rígido en las losas de todos los modelos, y por tanto tres grados de libertad dinámicos por nivel. Se adoptó un 50% de longitud de brazo rígido en los extremos de vigas y columnas. Las columnas se supusieron empotradas a nivel del terreno de fundación.

Se adoptó un modelo de biela equivalente que sólo trabaja a compresión, para idealizar las paredes. Se le asignó a la biela el mismo espesor y módulo de elasticidad de la pared. El ancho de la biela se seleccionó para que la rigidez lateral del pórtico con la biela sea similar a la del pórtico con la pared luego de que ésta se haya separado parcialmente del pórtico en las esquinas correspondientes a la diagonal a tracción. Klingner [Klingner et al., 1996] recomienda un ancho equivalente igual a 0,15 veces la longitud de la diagonal de la pared cuando el pórtico está totalmente relleno. En vista de que varias de las paredes de la escuela tienen aberturas y rellenan sólo parcialmente los pórticos (**Figura 6.6**), se evaluó el ancho

equivalente requerido mediante análisis por elementos finitos; los anchos resultantes fueron 0,12 d para la pared de altura 2,20 m, y 0,03 d para las paredes de altura 2,20 m con puerta, así como para las de altura 1,05 m (López y Espinosa, 2009).

### ***c) Propiedades dinámicas***

Se definieron cinco modelos a fin de evaluar la influencia que, sobre las propiedades dinámicas de la estructura, pueden tener las paredes, la escalera y las propiedades de “inercia efectiva” de los elementos estructurales. Los modelos son los siguientes:

Modelo 1: Estructura sola. Este modelo sólo incluye los pórticos, considerando la inercia de la sección gruesa de los elementos. Sin embargo, el modelo incluye las masas de las paredes y de la escalera.

Modelo 2: Estructura con escalera. Este modelo añade al Modelo 1 la contribución en rigidez que aporta la escalera a la estructura 3D.

Modelo 3: Estructura con paredes. Este modelo agrega al Modelo 1 la contribución de las paredes de mampostería en la rigidez de la estructura.

Modelo 4: Estructura con escaleras y paredes. En este modelo se agregan al Modelo 1 tanto la escalera como las paredes.

Modelo 5: Estructura con escaleras, paredes e inercia agrietada. Este modelo es similar al Modelo 4 pero considerando la inercia de las secciones agrietadas de vigas y columnas. Para las vigas se utilizó  $0,4 I_g$  como inercia agrietada mientras que para las columnas se usaron valores entre  $0,5 I_g$  y  $0,7 I_g$  dependiendo del nivel de carga axial, siendo  $I_g$  la inercia de la sección gruesa (Paulay y Priestley, 1992).

Para realizar el cálculo de los períodos y modos de vibración se utilizó el programa de análisis estructural SAP2000 [CSI, 2004].

En la **Tabla 6.5** se muestran los períodos de los tres primeros modos de vibración del sistema elástico para todos los modelos. La estructura sola (Modelo 1) tiene un modo fundamental de período igual a 0,81 s, con movimiento predominante en dirección norte-sur, acompañado de una torsión significativa de la planta. El modo 2 de período 0,71 s, contiene principalmente un movimiento en dirección este-oeste y una ligera torsión de la planta, producto de la pequeña asimetría que introducen las masas de la escalera. El modo 3, de período 0,69 s, es predominantemente de torsión, con alguna traslación en ambas direcciones horizontales.

En la **Tabla 6.6** se muestran los cocientes entre los períodos de los Modelos 2 a 5 con respecto al Modelo 1, de manera de cuantificar los efectos de introducir la escalera, las paredes y la inercia agrietada en los cálculos. La inclusión de la rigidez de la escalera (Modelo 2) reduce en aproximadamente un 15% los períodos de vibración e introduce una torsión predominante en el modo fundamental. La inclusión de las paredes (Modelo 3) reduce en un 32% los períodos de la estructura sola (Modelo 1) y da lugar a un modo fundamental constituido esencialmente por traslación este-oeste con muy poca torsión. La consideración de inercia agrietada (Modelo 5) aumenta entre un 21% a un 35% los períodos en relación al modelo con inercia gruesa (Modelo 4); los períodos en este Modelo 5 valen 0,69 s, 0,58 s y 0,48 s, correspondientes a vibraciones con movimiento de traslación predominante este-oeste, de torsión, y de traslación predominante norte-sur, respectivamente.

**Tabla 6.5** Períodos (segundos) de los tres primeros modos de vibración del edificio escolar para los diferentes modelos considerados

Modo	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5
1	0,81	0,69	0,56	0,51	0,69
2	0,71	0,63	0,48	0,47	0,58
3	0,69	0,58	0,47	0,40	0,48

**Tabla 6.6** Cocientes de períodos con respecto al Modelo 1 de los tres primeros modos de vibración

Modo	Modelo 1 (segundos)	$\frac{\text{Modelo 2}}{\text{Modelo 1}}$	$\frac{\text{Modelo 3}}{\text{Modelo 1}}$	$\frac{\text{Modelo 4}}{\text{Modelo 1}}$	$\frac{\text{Modelo 5}}{\text{Modelo 1}}$
1	0,81	0,85	0,69	0,63	0,85
2	0,71	0,89	0,68	0,66	0,82
3	0,69	0,84	0,68	0,58	0,70



## 7. MÉTODOS DE ANÁLISIS



Se presentan cuatro métodos de análisis, ordenados por grado de confiabilidad y complejidad en su aplicación: 1) El Análisis Estático Lineal, 2) El Análisis Dinámico Lineal, 3) El Análisis Estático No lineal y 4) El Análisis Dinámico No Lineal. El objetivo de los cuatro métodos es la determinación de la respuesta de la estructura ante los movimientos sísmicos especificados. En los dos primeros métodos, se supone para el cálculo un sistema elástico, y los efectos inelásticos se incorporan de manera aproximada; el análisis suministra la demanda de deformaciones y de resistencia requerida en los elementos que constituyen la estructura. En los dos últimos métodos, que incorporan de manera explícita el carácter inelástico de los elementos estructurales, el análisis suministra las deformaciones en la estructura, puesto que las resistencias son ingresadas por el usuario. Los resultados de la aplicación de cualquiera de estos métodos de análisis, deben cumplir con los criterios de aceptación y rechazo dados en la Sección 8.

No está demás destacar que el Método de Análisis Dinámico No Lineal, pudiera ser aplicado también en el caso particular en que se desee determinar la historia de la respuesta dinámica de una estructura lineal y elástica. El procedimiento de análisis seguiría lo recomendado en la Sección 7.5, con la diferencia de que se definirían valores elevados de la resistencia cedente de los elementos estructurales, de manera de que no incursionen en el dominio inelástico.

## 7.1 Selección del método de análisis

Los métodos de análisis no lineal suministran resultados de la respuesta estructural, con mayor nivel de confianza que los métodos de análisis lineal, pero son significativamente más complejos de aplicar. Su uso es recomendable en estructuras con irregularidades significativas. Su aplicación es también recomendada para los efectos de verificar los resultados del análisis lineal, tanto en la evaluación de la edificación existente como en el diseño de la estructura de refuerzo, aun en el caso de estructuras regulares.

Una estructura tiene irregularidades significativas si posee alguna de las características siguientes:

- 1) El sistema sismo resistente en un piso no continúa hacia el piso inferior. Un caso típico es el de columnas o muros que no continúan hasta el nivel más bajo del edificio.
- 2) El cociente entre la demanda y la capacidad en un entrepiso es más de dos veces el valor del piso adyacente. Dicho cociente se calcula como la media aritmética de los cocientes demanda/capacidad de los elementos que conforman el entrepiso.

- 3) El cociente demanda/capacidad de los elementos en un lado de la planta, difiere en más de 1,5 veces del correspondiente valor en el lado opuesto, en un entrepiso del edificio. Dicho cociente se calcula como la media aritmética de los cocientes demanda/capacidad de los elementos que están ubicados en ese lado de la planta.

Sin embargo debe destacarse que estas características no son las únicas y que existen otras que pueden generar irregularidades significativas. Al respecto puede consultarse la norma ASCE (ASCE 2007).

El método de Análisis Estático Lineal es recomendable sólo en edificios regulares de pocos pisos. Este método es especialmente útil para hacer algunas verificaciones gruesas de los resultados del Análisis Dinámico Lineal, por ejemplo para verificar el cortante en la base.

## 7.2 Análisis estático lineal

En este método las deformaciones y fuerzas en los elementos estructurales se determinan mediante el análisis estático de la estructura sujeta a un conjunto de cargas laterales y considerando que el sistema es lineal y elástico. Los efectos inelásticos se incorporan de una manera indirecta, al considerar el espectro inelástico de respuesta. Las propiedades de rigidez de los elementos estructurales y de amortiguamiento de la estructura, se seleccionan de manera tal que correspondan a un nivel de deformación cercano al nivel de cedencia.

El método es de mejor confiabilidad en el caso de edificaciones regulares de pocos pisos, con una demanda limitada de deformaciones inelásticas.

### 7.2.1 Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante en la base de la edificación en la dirección de aplicación del movimiento sísmico puede ser estimada mediante:

$$V = \beta A_I W \quad (7.1)$$

V: Fuerza cortante en la base

$\beta$ : Factor de corrección del cortante basal que incorpora el efecto de los modos de vibración.

$A_I$ : Coeficiente de aceleración espectral para sistemas inelásticos (Sección 5.1.4).

W: Peso sísmico efectivo

El factor  $\beta$  se puede determinar como el mayor dado por las **ecuaciones 7.2 y 7.3**:

$$\beta = 1,4 \frac{N + 9}{2N + 12} \quad (7.2)$$

$$\beta = 0,80 \frac{1}{20} \left( \frac{T}{T_s} - 1 \right) \quad (7.3)$$

N: Número de pisos del edificio

T: período fundamental de vibración en la dirección horizontal de análisis.

La primera ecuación (7.2) incorpora el efecto del modo fundamental y la segunda ecuación (7.3) los efectos de los modos superiores en los valores del cortante basal (López y Cruz, 1997; Chopra, 2012).

El coeficiente de aceleración espectral  $A_i$  se determina a partir del espectro de respuesta de sistemas inelásticos, descrito en la Sección 5.1.4, para el coeficiente de amortiguamiento ( $\alpha$ ) deseado. El peso sísmico efectivo  $W$  debe incorporar todas las cargas permanentes del edificio que se encuentren por encima del nivel de base, y una porción de las cargas variables de servicio que puedan estar presentes durante el movimiento sísmico. Valores recomendables son 25% en el caso de viviendas, 50% en el caso de estacionamiento de vehículos y 100% en el caso de almacenes y recipientes de líquidos (ASCE, 2007; Covenin, 2001).

## 7.2.2 Período fundamental de vibración

El período fundamental de vibración (T, en segundos) se puede calcular por medio de la dinámica estructural o se puede estimar, en forma simplificada, por medio de la siguiente expresión:

$$T = C_t H^b \quad (7.4)$$

Donde :

H: Altura total del edificio, en metros, medida desde el nivel de base hasta el último nivel.

$C_t$  y b: Coeficientes que depende del sistema estructural.

Las normas (ASCE/SEI 2010) recomiendan para el diseño de edificios, valores de  $C_t$  y  $b$  de 0,047 y 0,9, para pórticos de concreto armado, respectivamente; de 0,072 y 0,8 para pórticos de acero; de 0,073 y 0,75 para pórticos de acero arriostrados excéntricamente o de pandeo restringido; y de 0,049 y 0,75 para otros sistemas estructurales. En (ASCE, 2007), para la evaluación de estructuras existentes, se recomiendan valores de  $C_t$  de 0,0524 y 0,0905 para pórticos de concreto armado y de acero, respectivamente, y valores iguales a los recomendados en (ASCE, 2010) para los otros casos. Debe tenerse presente que estas expresiones no necesariamente reflejan las características propias de edificios en otros países. Por ejemplo, los valores de los períodos de vibración son más pequeños que los suministrados por los valores anteriores, en edificios que tienen paredes de relleno hechas con mampostería de bloques de arcilla o de concreto las cuales se encuentran adosadas a los pórticos.

### 7.2.3 Distribución vertical de fuerzas laterales

La fuerza lateral ( $F_i$ ) en el nivel  $i$  del edificio se obtiene distribuyendo la fuerza cortante basal ( $V$ ) de la siguiente manera:

$$F_i = \left( \frac{w_j h_j^k}{\sum_{j=1}^N w_j h_j^k} \right) V \quad (7.5)$$

Donde:

$w_i$ ,  $w_j$  son los pesos sísmicos efectivos en los niveles  $i$  y  $j$ , y  $h_i$  y  $h_j$  son las alturas de los niveles  $i$  y  $j$ , medidos con respecto a la base del edificio, respectivamente.

$k = 2$  para  $T \geq 2,5$  s

$k = 1$  para  $T \leq 0,5$  s

Para períodos intermedios, entre 0,5 y 2,5 segundos, se pueden obtener los valores de  $k$  por interpolación.

### 7.2.4 Fuerzas y deformaciones en elementos estructurales

Se determinan a partir de combinar los efectos de las cargas gravitatorias y la cargas laterales según se indica en la Sección 6.7. Los efectos de la torsión accidental se incorporan según lo indicado en la Sección 6.6.

### 7.3 Análisis dinámico lineal

En este método, las deformaciones y fuerzas en los elementos estructurales se determinan mediante el análisis dinámico de la estructura considerando que el sistema es lineal y elástico. En el modelado de la estructura, las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los elementos estructurales, deben corresponder a niveles de deformación cercanos al nivel de cedencia de los materiales.

La acción sísmica está dada por el espectro de respuesta inelástica (Sección 5.1.4). Los efectos inelásticos se incorporan aproximadamente al reducir el espectro con el Factor de Reducción R.

La respuesta máxima de la estructura es determinada a partir de la combinación de las respuestas máximas en cada modo de vibración. Se debe considerar un número (Nm) de modos de vibración, tal que la suma de las masas contribuyentes excedan el 95% de la masa total de la estructura.

La respuesta máxima, en cualquier elemento y en cualquier dirección, debe calcularse combinando las respuestas en cada modo de vibración mediante el método de la combinación cuadrática completa (CCC o CQC por sus siglas en inglés), de manera de incorporar los efectos de la correlación entre las respuestas modales (Chopra, 2012):

$$r = \left( \sum_{i=1}^{N_m} \sum_{j=1}^{N_m} c_{ij} r_i r_j \right)^{1/2} \quad (7.6)$$

Donde la doble sumatoria es para los primeros Nm modos de vibración. En la **Ecuación 7.6** se tiene:

r: Es la respuesta máxima probable

$r_i$ : Es la respuesta en el modo i

$r_j$ : Es la respuesta en el modo j

$C_{ij}$ : Es el coeficiente de correlación entre las respuestas  $r_i$  y  $r_j$ , dado por:

$$C_{ij} = \frac{8 \zeta^2 (1 + a) a^{3/2}}{(1-a^2)^2 + 4 \zeta^2 a(1 + a)^2} \quad (7.7)$$

Donde  $\zeta$  es el coeficiente de amortiguamiento y el parámetro  $a = T_i/T_j$  es el cociente entre los períodos de vibración  $T_i$  y  $T_j$  de los modos  $i$  y  $j$ , respectivamente. Nótese que si los períodos son iguales ( $T_i = T_j$ ) por tanto se tiene que  $a = 1$  y la **Ecuación 7.7** suministra un coeficiente de correlación  $C_{ij}$  igual a 1, indicando que hay una correlación perfecta entre las respuestas modales  $r_i$  y  $r_j$ . En el otro extremo, si los períodos estuviesen bien separados, el parámetro  $a$ , puede ser un número bastante mayor o bastante menor que 1, y la **Ecuación 7.7** indica que el coeficiente de correlación  $C_{ij}$ , tiende a un valor muy pequeño. Si todos los períodos de vibración están bien separados entre sí, todos los coeficientes de correlación  $C_{ij}$  son muy pequeños y pueden ser despreciados, por lo que la **Ecuación 7.6** se simplifica a:

$$r = \left( \sum_{i=1}^{N_m} r_i^2 \right)^{1/2} \quad (7.8)$$

En este caso el criterio CCC de combinación (**Ecuación 7.6**) se convierte en el conocido criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales (RCSC); es decir, el criterio RCSC está contenido dentro de criterio CCC. Conviene destacar que la combinación modal debe aplicarse a cualquier respuesta que se desee calcular, y no debe obtenerse dicha respuesta a partir de otras respuestas ya combinadas. Un ejemplo típico es obtener las derivas máximas a partir de combinar las derivas de cada modo, lo cual es el procedimiento conceptualmente correcto, en lugar de calcularlas a partir de los desplazamientos máximos obtenidos de la combinación modal. Ambos valores son diferentes, especialmente en el caso de respuestas muy influenciadas por modos superiores al fundamental.

Cualquier respuesta estructural debe ser calculada tomando en consideración la acción simultánea de las dos componentes horizontales del movimiento sísmico; el criterio para combinar las respuestas, producto de cada componente sísmica, se expuso en la Sección 6.4.

Los efectos torsionales propios de las estructuras, inducidos por la excentricidad entre centros de masa y de rigidez, son tomados en cuenta automáticamente en el modelo 3D que incluye tres grados de libertad dinámicos en cada losa del edificio. Los efectos de la excentricidad accidental se toman en cuenta según lo estipulado en la Sección 6.6, pero no necesitan amplificarse cuando dichos efectos se incluyen en el modelo de análisis dinámico.

Las fuerzas en los elementos estructurales que resultan del análisis son fuerzas a nivel de cedencia, y en general no deben ser amplificadas al combinarlas con las fuerzas provenientes de las acciones gravitatorias, a excepción de aquellos elementos donde se desee suministrar cierta sobrerresistencia. Los desplazamientos y deformaciones provenientes del análisis dinámico son valores a nivel del punto de cedencia de la estructura, y ellos sí deben ser

amplificados para tomar en cuenta sus componentes plásticas. Esto se logra multiplicando los valores cedentes por el factor de ductilidad global asignado a la estructura. La ductilidad global suele ser estimada en la mayoría de los casos como un valor algo menor al Factor de Reducción (R), por el cual se redujo el espectro elástico. Por ejemplo, en la norma venezolana, se prescribe una ductilidad global igual a 0,8 veces R con una sobrerresistencia implícita de 1,25.

Cuando se usan sofisticados programas de cálculo, siempre es recomendable evaluar algunos resultados mediante cálculos simples e independientes. Para ello se puede hacer uso del método de Análisis Estático Lineal descrito en la Sección 7.2, el cual suministra un procedimiento sencillo para estimar la fuerza cortante en la base si se conoce el período fundamental de vibración en la dirección de incidencia del sismo. La fuerza cortante así calculada debe ser algo mayor que el valor que se obtenga del programa de cálculo.

## 7.4 Análisis estático no lineal

En este método, el modelo matemático incorpora las propiedades no lineales que caracterizan la respuesta inelástica de los elementos que componen la estructura.

### 7.4.1 Curva de capacidad

Para obtener la curva de capacidad, la estructura es sometida a cargas laterales aplicadas en forma creciente, las cuales representan las fuerzas inerciales que se inducen en el edificio durante un sismo. Previamente se aplican las cargas gravitatorias sobre el edificio. Las cargas laterales se aplican desde un valor de cero y aumentan gradualmente, hasta que la estructura alcance un desplazamiento lateral prefijado previamente o se alcance el colapso. Como resultado del análisis, se construye la curva de capacidad la cual muestra la variación del cortante en la base con el desplazamiento del centro de masas del último nivel del edificio. Este procedimiento de empuje lateral progresivo es llamado método *pushover* en la bibliografía en inglés.

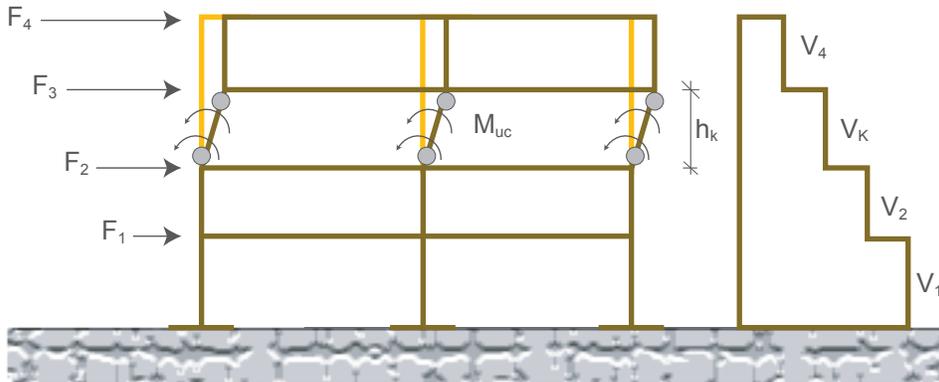
Las cargas laterales a aplicar, se distribuyen verticalmente sobre el edificio, de manera de ajustarse a la distribución vertical de las fuerzas cortantes en cada nivel, calculadas éstas mediante el análisis dinámico con espectro descrito en la Sección 7.2.1. Otra alternativa es usar una distribución de fuerzas proporcionales a las fuerzas del primer modo de vibración, cuando éste es dominante en la respuesta dinámica. En general, se recomienda utilizar más de una distribución de cargas laterales, con el fin de identificar distribuciones críticas que se puedan generar durante la respuesta dinámica no lineal del edificio (ASCE/SEI, 2007).

Además de las propiedades geométricas y de rigidez que son requeridas para hacer un análisis lineal elástico, en el análisis no lineal es necesario definir adicionalmente las relaciones fuerza-deformación plástica para flexión, corte y fuerza axial en los elementos que componen la estructura. Es allí donde se introduce el grado de ductilidad o fragilidad que puedan tener los elementos estructurales. Valores de referencia pueden consultarse en (FEMA, 2007).

Salvo en el caso de estructuras muy simples, donde un cálculo manual es posible, el análisis estático no lineal requiere del uso de programas computacionales. Existen una variedad de programas con estos fines, pero el usuario debe saber que, en general, la solución que suministre un determinado programa no necesariamente tiene que ser una solución confiable, ello es debido a las complejidades inherentes a los métodos numéricos empleados. Es por ello que siempre es recomendable lo siguiente: 1) En el caso de edificios con varios pórticos, analizar en primer lugar un pórtico representativo antes de analizar todo el edificio; 2) Verificar resultados básicos mediante algunos cálculos gruesos con modelos simplificados, que puedan ser hechos sin el uso de programas, y 3) Aplicar y evaluar los diversos métodos de cálculo que se suelen presentar como opciones en los programas y comparar resultados entre sí, bajo el marco de los cálculos gruesos descritos previamente.

Con el objetivo de evaluar la bondad de los resultados que suministre un programa, siempre es deseable estimar la carga máxima que puede soportar la estructura o carga de derrumbe, mediante un cálculo simplificado que pueda luego ser comparada con la carga que resulte del programa computacional. Por ejemplo, en el caso de pórticos dúctiles de concreto armado o de acero sujeto a cargas laterales, el cortante en la base que resiste el pórtico se puede estimar suponiendo el modo de derrumbe del mismo. Si existen varios modos posibles, el cortante resistente en la base sería el menor entre los valores calculados para todos los modos posibles.

Por ejemplo, bajo el marco de los modelos de rótulas plásticas, un modo típico de derrumbe de una estructura dúctil sería el denominado “modo de piso débil” en el cual se articulan los dos extremos de todas las columnas en un determinado entrepiso del edificio (**Figura 7.1**), lo cual puede ocurrir en estructuras antiguas con vigas más resistentes que las columnas, especialmente en los entrepisos superiores del edificio.



**Figura 7.1** Modo de derrumbe generado por la articulación de las columnas de un entrepiso superior (Elaboración propia)

En el pórtico de la **Figura 7.1** se ha aplicado una determinada distribución de cargas laterales de amplitud arbitraria. Sean  $F_1$  a  $F_4$  las cargas laterales sobre el edificio, sea  $V_k$  el correspondiente cortante en el entrepiso  $k$  y sea  $V_1 = V_b$  el cortante en la base. Supóngase que las cargas laterales se aumentan progresivamente hasta que se alcancen los momentos últimos y se articulen todas las columnas de un determinado entrepiso  $k$ ; el correspondiente cortante último del entrepiso  $k$  se denota por  $V_{uk}$ . En este caso el cortante resistente o último en la base del edificio está dado por:

$$V_{ub} = V_b \frac{V_{uk}}{V_k} \quad (7.9)$$

$$V_{uk} = \frac{\sum M_{uc}}{h_k} \quad (7.10)$$

Donde:

$V_{ub}$ : Es el cortante último en la base.

$V_{uk}$ : Es el cortante último en el entrepiso  $k$ .

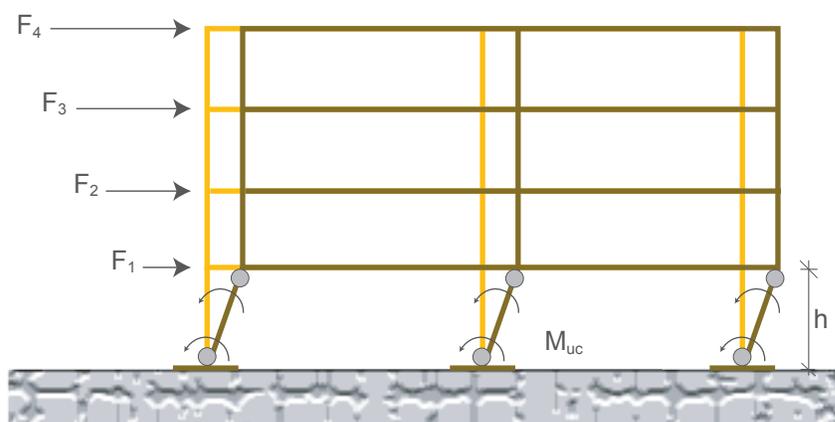
$M_{uc}$ : Es el momento último en un extremo de una columna del entrepiso  $k$ .

$h_k$ : Es la altura del entrepiso  $k$ .

La sumatoria en la **Ecuación 7.10** se desarrolla para los dos extremos de todas las columnas del entrepiso  $k$ . En el cálculo del momento último en las columnas debe incluirse el efecto de la fuerza axial.

Un modo de derrumbe muy conocido es aquél asociado a la formación de rótulas plásticas en todas las columnas del primer piso del edificio (**Figura 7.2**); en este caso,  $k = 1 = b$  y las **ecuaciones 7.9** y **7.10** se simplifican a:

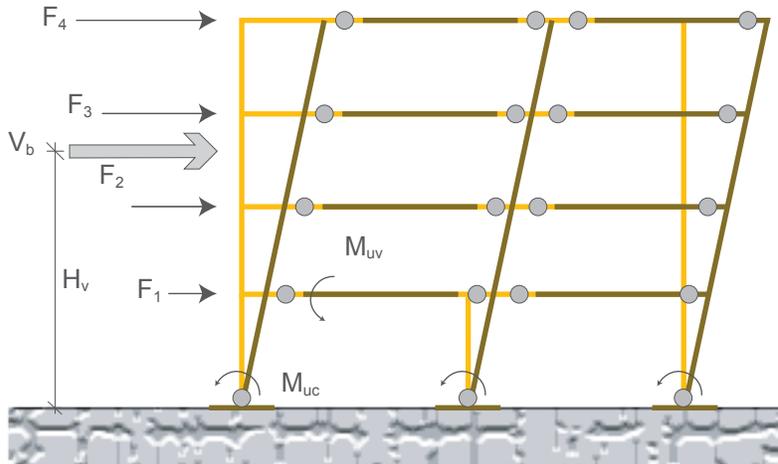
$$V_{ub} = \frac{\sum M_{uc}}{h} \quad (7.11)$$



**Figura 7.2** Modo de derrumbe generado por la articulación de las columnas en el primer nivel del edificio (Elaboración propia)

En este caso de la **Figura 7.2** el cortante último en la base está dado por la suma de los momentos resistentes en los dos extremos de todas las columnas del primer nivel, dividida por la altura del mismo.

Otro modo típico de derrumbe es el denominado “modo de viga”, en el cual se articulan todas las vigas y el extremo inferior de todas las columnas en el primer piso del edificio, tal como se ilustra en la **Figura 7.3**. Este es el modo deseable de desempeño sísmico porque permite mayor disipación de energía a través de las vigas, protegiendo las columnas.



**Figura 7.3** Modo de derrumbe del tipo viga, generado por la articulación de todas las vigas y de todas las columnas en la base del edificio (Elaboración propia)

En este caso, el cortante último que resiste el pórtico está dado por:

$$V_{ub} = \frac{\sum M_{uc} + \sum M_{uv}}{H_v} \quad (7.12)$$

Donde:

$M_{uv}$ : Es el momento último en un extremo de una viga.

$H_v$ : Es la altura a la cual se localiza la resultante de las fuerzas laterales aplicadas o cortante basal (**Figura 7.3**), la cual puede obtenerse de:

$$H_v = \frac{\sum F_j \cdot H_i}{V_b} \quad (7.13)$$

Donde:

$F_i$ : Es la fuerza aplicada en el nivel  $i$

$H_i$ : es la altura del nivel  $i$  respecto al nivel de base

La primera sumatoria en la **Ecuación 7.12** se extiende para el extremo inferior de todas las columnas del primer nivel y la segunda sumatoria para los dos extremos de todas las vigas del pórtico (**Figura 7.3**). Se puede demostrar que en ambas sumatorias todos los términos se suman, no puede haber cancelación de términos (Hodges, 1959).

El cortante máximo en la base que puede resistir el pórtico suponiendo comportamiento dúctil de sus vigas y columnas, sería el menor entre los valores dados por las **ecuaciones 7.9, 7.11 y 7.12**, los cuales representan modos básicos de derrumbe. Ahora bien, reconociendo que existen otros modos de derrumbe dados por otros arreglos distintos de rótulas plásticas, el cortante máximo en la base así obtenido se debe entender como una estimación de la carga última verdadera.

Por otro lado, si se generan modos de falla frágil por cortante en algunos elementos, sin que se alcancen los momentos últimos de una falla dúctil, disminuye el cortante máximo en la base que puede resistir el pórtico. Por ejemplo, el cortante en la base asociado a una falla frágil de todas las columnas del primer nivel estaría dado por la suma de las fuerzas cortantes que resiste cada columna, las cuales provienen de la contribución del cortante que resiste el concreto más el cortante que resiste el refuerzo transversal. Similarmente para cualquier otro entrepiso del edificio. En este caso, los valores dados por las **ecuaciones 7.9, 7.11 y 7.12** pudieran entenderse como cotas superiores que sin embargo seguirían teniendo utilidad para controlar los resultados del análisis computacional.

### 7.4.2 Curva idealizada de capacidad

La curva de capacidad determinada en la sección precedente por el método del empuje lateral progresivo, se sustituye por una curva idealizada bilineal o trilineal, tal como se ilustra en la **Figura 7.4**. La primera recta comienza en el origen y termina en el punto cedente ( $u_y, V_y$ ); tiene una pendiente igual a  $k_e$  que es la rigidez efectiva, calculada como la rigidez secante para un cortante igual al 60% del cortante cedente ( $V_y$ ). El cortante cedente no puede ser mayor que el máximo cortante en la curva de capacidad. La segunda recta une al punto cedente con el punto ( $u_m, V_m$ ) de máxima fuerza cortante, de manera tal que se igualen las áreas por encima y por debajo entre la curva de capacidad y la curva bilineal. Para la obtención del punto ( $u_y, V_y$ ) puede ser conveniente seguir un proceso iterativo de ajustes sucesivos. La tercera recta de pendiente negativa, si fuese necesaria, une el punto ( $u_m, V_m$ ) con el punto sobre la curva de capacidad que tiene una resistencia de 60% la resistencia cedente.

Como resultado del procedimiento, se obtienen la fuerza cortante cedente ( $V_y$ ) y la rigidez efectiva ( $k_e$ ) del edificio en la dirección considerada, los cuales son utilizados para determinar la demanda de desplazamientos del edificio según se indica en la sección siguiente. El período efectivo ( $T_e$ ) del edificio se obtiene mediante:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7.14)$$

Donde  $T_i$  es el período inicial elástico del edificio correspondiente a la rigidez inicial  $K_i$  en la dirección analizada.

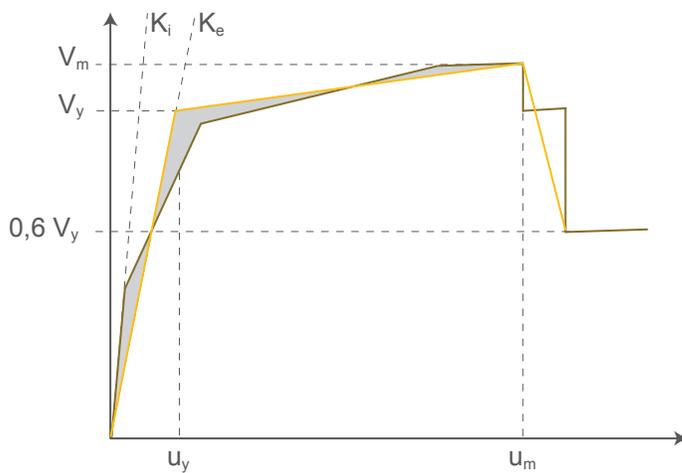


Figura 7.4 Curva de capacidad y curva idealizada (Elaboración propia)

### 7.4.3 Demanda sísmica

El desplazamiento ( $u$ ) del centro de masas en el último nivel de la estructura producto de la acción sísmica especificada, se puede obtener a partir de las siguientes expresiones (ASCE, 2007):

$$u = C_0 C_1 C_2 A(T_e) \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 g \quad (7.15)$$

$$C_1 = 1 + \frac{\tilde{R} - 1}{b T_e^2} \quad (7.16)$$

$$\tilde{R} = \frac{A(T_e)}{V_y/W} \beta_1 \quad (7.17)$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\tilde{R} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (7.18)$$

Donde:

$A(T_e)$  es el coeficiente de aceleración espectral del sistema elástico para el período efectivo  $T_e$  y el amortiguamiento considerado (Sección 5.1.1).

$C_0$  es el factor de corrección que correlaciona el desplazamiento del último piso con el de un sistema de un grado de libertad, el cual está dado en la **Tabla 7.1**.

$C_1$  es el factor de corrección que correlaciona el máximo desplazamiento del sistema inelástico con el del sistema elástico, el cual es función de la intensidad del movimiento sísmico.

$\tilde{R}$  es el cociente entre la demanda elástica y la capacidad en términos de la fuerza cortante basal a nivel cedente.

$b = 130$  para los sitios de clasificación geotécnica A y B;  $b = 90$  para los sitios clasificados como C;  $b = 60$  para los sitios clasificados D, E o F (**Tabla 5.1**).

$\beta_1$  es la fracción de la masa participativa en el modo fundamental la cual se puede calcular de la **Ecuación 7.2** con el número  $N$  de pisos del edificio.

$C_2$  es el factor de corrección que representa el efecto de la degradación de rigidez y de resistencia y el estrangulamiento de las curvas fuerza-deformación.

**Tabla 7.1** Valores de  $C_0$

Número de Pisos (N)	$C_0$
1	1
2	1,2
3	1,3
5	1,4
10	1,5

La demanda de desplazamiento dada por la **Ecuación 7.15** debe ser modificada para incluir los efectos torsionales según se describen en la Sección 6.6.

Para edificios con diafragmas no rígidos, la demanda de desplazamientos dada por la **Ecuación 7.15** debe ser amplificada multiplicándola por el cociente entre el desplazamiento máximo del nivel y el de su centro de masas, calculados en un análisis dinámico tridimensional del edificio con diafragma flexible.

## 7.5 Análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico no lineal es un método de cálculo muy poderoso, pero que requiere la definición con mayor precisión de las propiedades de los materiales y los elementos estructurales, y que a su vez exige un gran volumen de cálculo numérico. Su uso es recomendable solamente en casos muy calificados y donde se cuente con abundante información.

Antes de proceder con el análisis dinámico no lineal, siempre es recomendable efectuar un análisis estático no lineal del edificio, bajo cargas laterales aplicadas progresivamente hasta alcanzar el derrumbe, lo que permite tener una aproximación de su desempeño, así como identificar sus elementos críticos.

La teoría general que sustenta este método de análisis dinámico no lineal puede consultarse en (Chopra, 2012). En este método, los componentes de la estructura se idealizan con modelos inelásticos no lineales que describan su comportamiento ante acciones de carácter cíclico. En un primer paso se aplican las cargas gravitatorias sobre el edificio, en concordancia con lo estipulado en la Sección 6.7, antes de proceder a la aplicación del movimiento sísmico.

Los movimientos sísmicos a ser aplicados en la base del edificio deben satisfacer los criterios descritos en la Sección 5.1.5. La respuesta dinámica no lineal será calculada para la acción conjunta de dos acelerogramas (componentes horizontales y ortogonales) aplicadas según las direcciones más críticas del edificio. Por razones de facilitar la interpretación de los resultados, siempre es recomendable hacer un primer análisis para una sola componente horizontal, aplicándola alternadamente en cada una de las direcciones principales del edificio, antes de proceder a aplicar ambas componentes en forma simultánea.

La respuesta dinámica se calcula mediante un análisis paso a paso en el tiempo, mediante la solución numérica de las ecuaciones diferenciales. Debido a la elevada variabilidad de la respuesta estructural ante sismos, se deberá hacer el análisis para un número no menor de tres pares de acelerogramas. Si el número de pares de acelerogramas es menor de siete, el parámetro de respuesta (deformación, fuerza) a usar en la valuación o diseño estructural es el máximo entre las respuestas obtenidas para todos los pares. Si el número de pares de acelerogramas es mayor o igual a siete, el parámetro de respuesta (deformación, fuerza) a usar en

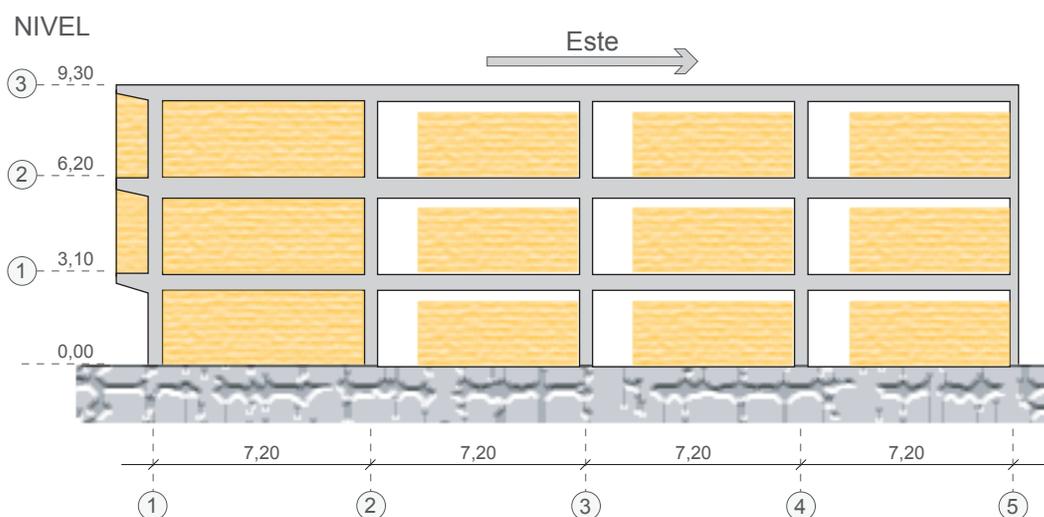
la valuación o diseño estructural es el valor medio de las respuestas obtenidas con cada uno de los pares de acelerogramas.

Los efectos de la torsión intrínseca de la estructura son tomados en cuenta automáticamente en el modelo 3D que incluye tres grados de libertad dinámicos por losa. Los efectos de la torsión accidental se toman en cuenta según lo estipulado en la Sección 6.6, pero no necesitan amplificarse cuando dichos efectos se incluyen en el modelo de análisis dinámico.

Las Fuerzas y deformaciones en elementos estructurales se determinan a partir de combinar los efectos de las cargas gravitatorias y la cargas laterales según se indica en la Sección 6.7.

### 7.5.1 Ejemplo

A continuación se presentan algunos resultados de la respuesta dinámica del edificio escolar definido en la Sección 6.9.4, lo cual permite ilustrar algunos de los aspectos involucrados en el análisis dinámico no lineal. Detalles del análisis se pueden consultar en las referencias (López y Espinosa, 2009; Espinosa, 2005). La respuesta será calculada para una acción sísmica actuando en la dirección este-oeste del edificio. Se presenta en esta sección la respuesta dinámica del pórtico B que es representativo de la respuesta del edificio y cuya localización puede observarse en la **Figura 6.6**. La geometría del pórtico y las paredes se muestra en la **Figura 7.5**. Las paredes de cerramiento de estos salones de clase se interrumpen en su parte superior generando columnas muy cortas de solo 40 cm de longitud en los cinco ejes de columnas.



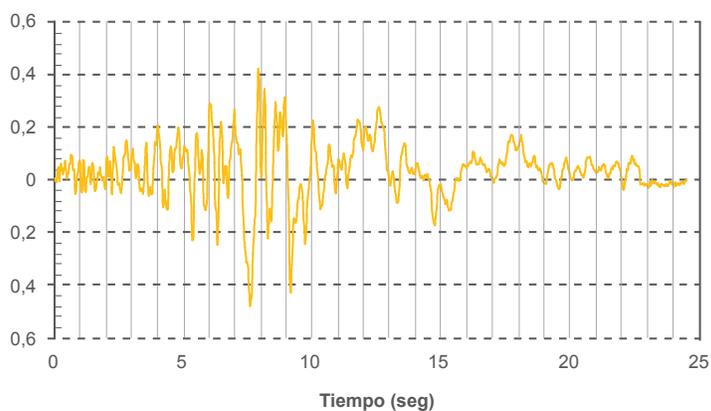
**Figura 7.5** Pórtico representativo del edificio escolar. Dimensiones en metros (Elaboración propia)

En la **Figura 7.6** se ilustra esta situación en una escuela similar. Las paredes son de bloques de arcilla de 15 cm de espesor, frisadas por ambas caras. Todas las columnas son de sección  $35 \times 35 \text{ cm}^2$  y las vigas de sección  $30 \times 70 \text{ cm}^2$  en los niveles 1 y 2, considerablemente más rígidas y resistentes que las columnas, y de  $30 \times 40 \text{ cm}^2$  en el nivel 3. El período de vibración lateral del modo fundamental del pórtico es similar al período del modo de vibración en dirección este-oeste del edificio presentado en la Sección 6.9.4.

El pórtico de la **Figura 7.5** se analizará para la acción del acelerograma mostrado en la **Figura 7.7** el cual tiene una duración de cerca de 24 segundos y una aceleración máxima de 0,52 g.



**Figura 7.6** Columna corta generada por la interrupción de la pared en un salón de clase de una escuela (Fotografía: Oscar López)



**Figura 7.7** Acelerograma para el análisis dinámico no lineal del edificio escolar. Las ordenadas muestran la aceleración como una fracción de g (Elaboración propia)

### a) Idealización no lineal de los elementos estructurales

En la Sección 6.9.4 se presentaron las propiedades del edificio necesarias para hacer el análisis lineal y determinar sus modos de vibración. Estas propiedades son: (1) geometría de la estructura, incluyendo las paredes, (2) módulos de elasticidad de los materiales y (3) propiedades (áreas, inercia) de las secciones de los elementos estructurales. Además de estas propiedades, el análisis no lineal requiere de definir las relaciones fuerza-deformación de los elementos estructurales lo cual lleva apareada la definición de las resistencias de los mismos. La resistencia a compresión del concreto es de 250 Kgf/ cm<sup>2</sup> y la resistencia a la cedencia del acero de refuerzo es de 4.200 Kgf/ cm<sup>2</sup>. La resistencia a compresión de las paredes de mampostería es de 20 Kgf/ cm<sup>2</sup>.

En este análisis se adoptaron modelos que concentran la inelasticidad en secciones críticas seleccionadas en cada elemento estructural. Se definieron secciones críticas en los extremos de vigas y columnas y en el centro de las bielas equivalentes que modelan a las paredes. En cada sección crítica de vigas y columnas se definieron relaciones no-lineales momento-rotación ( $M-\theta$ ) y corte-distorsión ( $V-\Delta$ ), mientras que en las secciones de las bielas se definieron relaciones fuerza axial (compresión)-deformación axial ( $R-u$ ) las cuales se muestran en la **Figura 7.8**.  $M_y$  es el momento a nivel de cedencia,  $V_y$  y  $R_y$  son las fuerzas resistentes a corte y a compresión, respectivamente.

Los parámetros (a, b, c) que definen las relaciones fuerza-deformación en la **Figura 7.8** se muestran en la **Tabla 7.2** y fueron seleccionados de las referencias (FEMA, 2000; ASCE, 2007), tomando en consideración que los elementos de la estructura poseen deficiente refuerzo transversal y una baja ductilidad. Los valores de los desplazamientos a nivel de cedencia ( $\theta_y$ ,  $\Delta_y$ ,  $u_y$ ) se obtienen del análisis. La descarga de fuerza se desarrolla con la misma rigidez elástica inicial, para las tres relaciones indicadas en la **Figura 7.8**.

El comportamiento a flexión ( $M/M_y-\theta$ ) en la **Figura 7.8**, se define por una rama elástica seguida por una rama elasto-plástica con un endurecimiento del momento del 25%. A partir de esta deformación se tiene una caída brusca del 80% de la resistencia. Para las vigas se tiene:  $a = 0,02$ ,  $b = 0,03$  y  $c = 0,20$ . Para las columnas los valores de las rotaciones plásticas a y b dependen de la fuerza axial (**Tabla 7.2**); en dicha tabla se tiene,  $P =$  carga axial,  $A_g = 35 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$  y  $= 250 \text{ kgf/cm}^2$ . El momento cedente ( $M_y$ ) de cada columna se determina del diagrama de interacción tomando en cuenta la fuerza axial presente. El comportamiento a corte se define por una primera rama lineal elástica seguida de una caída súbita de resistencia del 80% al alcanzarse el corte máximo ( $c = 0,20$ ). Los cortes resistentes y los momentos cedentes de cada sección se calcularon con las fórmulas clásicas de concreto armado.

Se usaron bielas diagonales articuladas en sus extremos para representar el comportamiento de las paredes. Dado que la biela no trabaja a tracción, se usaron dos bielas para describir el

comportamiento a compresión ante cargas alternantes de aquellas paredes que están adosadas en sus dos lados a las columnas adyacentes, pero en el caso de paredes con puertas que están adosadas en un solo lado a la columna se usó una sola biela (Figuras 7.5 y 7.10). Para las paredes del vano 1-2 se usó un ancho de biela igual a 0,12 d y para las paredes de los vanos restantes un ancho de biela de 0,03 d, siendo “d” la longitud de la diagonal de la pared. El comportamiento a compresión de las bielas se define por una caída brusca de resistencia ( $c = 0,20$ ) al alcanzarse la máxima fuerza de compresión (Figura 7.8), la cual se estimó con la expresión propuesta por Paulay y Priestley (Paulay y Priestley 1992).

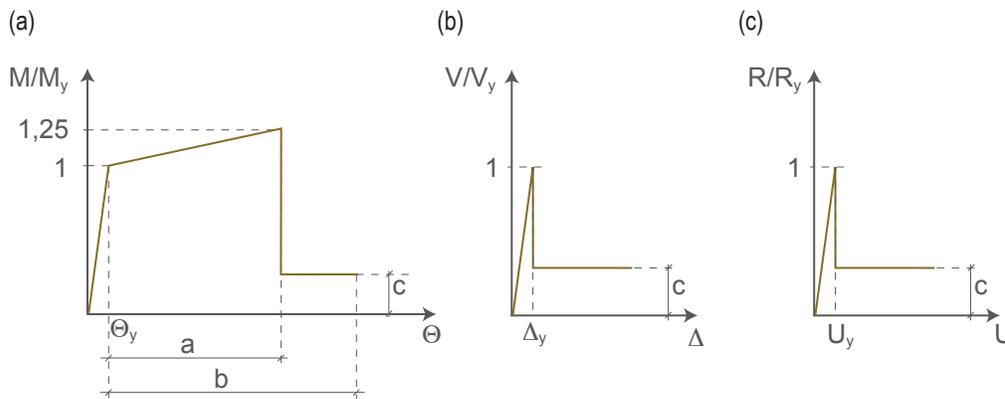


Figura 7.8 Diagramas fuerza-deformación de vigas, columnas y paredes (a) Flexión (vigas y columnas) (b) Corte (vigas y columnas) (c) Fuerza axial (paredes) (Elaboración propia)

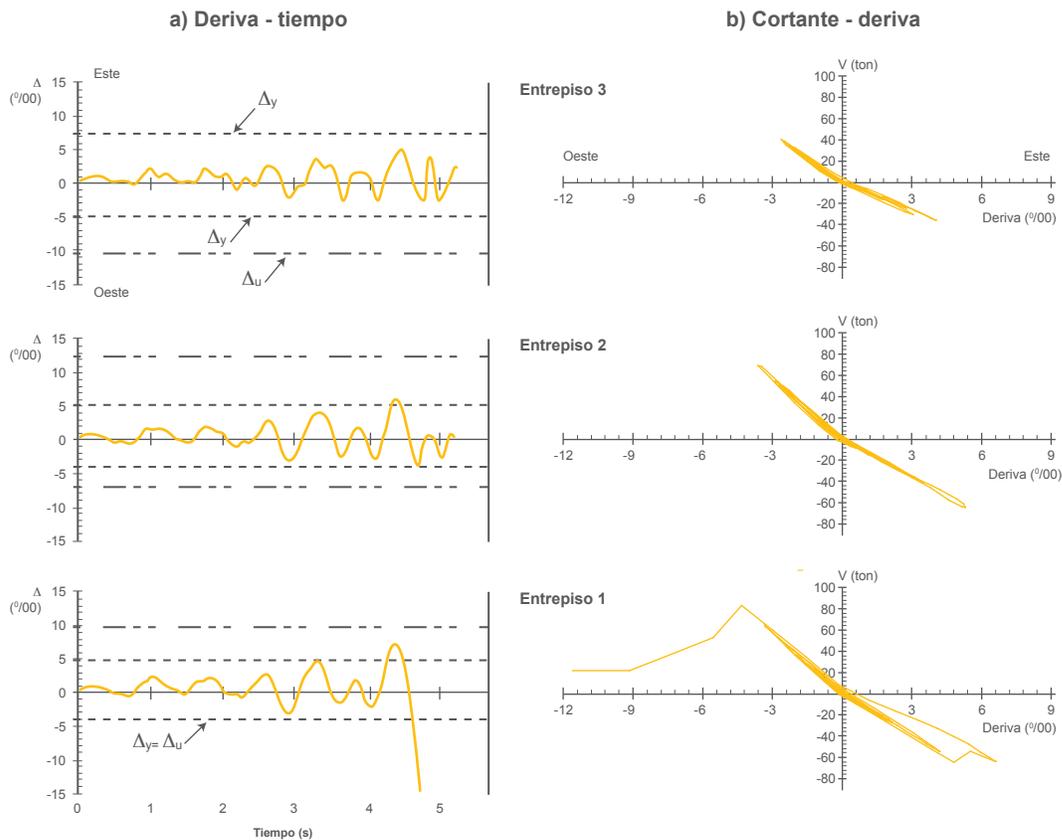
Tabla 7.2 Parámetros a, b y c de las columnas en flexión

$\frac{P}{A_g f'_c}$	a (radianes)	b (radianes)	c
$\leq 0,15$	0,006	0,015	0,2
0,15 – 0,25	0,005	0,0133	0,2
0,25 – 0,35	0,004	0,0117	0,2
$\geq 0,35$	0,003	0,01	0,2

### b) Respuesta dinámica

La respuesta dinámica del edificio escolar ante el acelerograma mostrado en la Figura 7.7 se muestra en la Figura 7.9; los cálculos fueron efectuados con el programa de análisis estructural SAP2000 (CSI, 2004).

La **Figura 7.9(a)** muestra la historia de la deriva normalizada de cada entrepiso, expresada en tanto por mil (‰), mientras que la **Figura 7.9(b)** muestra la relación entre la fuerza cortante y la deriva normalizada de cada entrepiso. La deriva normalizada es la diferencia de desplazamientos entre el nivel superior y el nivel inferior del entrepiso, dividida entre la distancia entre ambos niveles. También se indican en las figuras los valores de la deriva cedente normalizada ( $\Delta_y$ ) y la última ( $\Delta_u$ ) de cada entrepiso y en cada sentido (este u oeste), determinadas previamente en un análisis estático no-lineal. Se aprecia la mayor fragilidad y rigidez del pórtico en sentido Oeste debido a que cuatro columnas (columnas 2 a 5) están restringidas de desplazarse por la presencia de las paredes, mientras que en sentido Este sólo una columna (columna 1) está restringida (**Figura 7.5**).



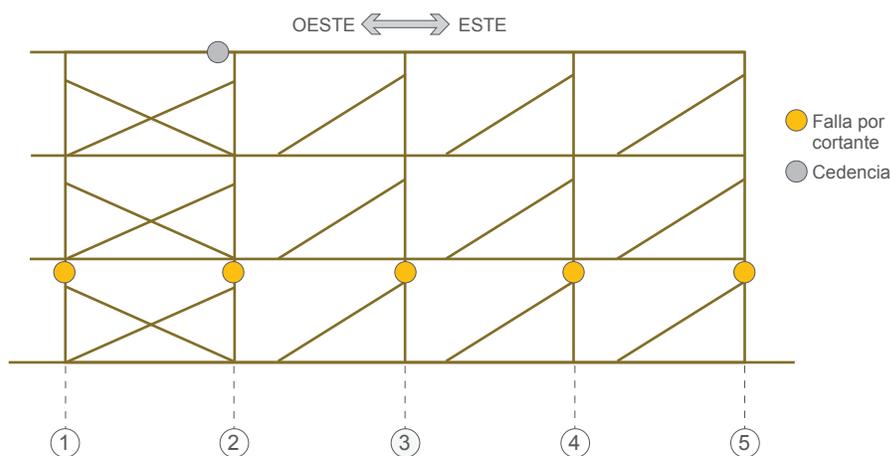
**Figura 7.9** Respuesta dinámica del edificio escolar (a) Variación de la deriva de cada entrepiso con el tiempo; (b) Variación del cortante con la deriva en cada entrepiso (Fuente: López y Espinosa, 2009; Espinosa, 2005)

La respuesta dinámica es en el rango elástico, hasta el segundo 4,4, en que se alcanza la primera falla por cortante en la columna 1 del entrepiso 1. Luego se produce la falla por

cortante de las otras cuatro columnas del mismo primer entrepiso, y se pone en evidencia una concentración de deformación en ese nivel, y un gran desplazamiento del edificio hacia el oeste, manteniéndose la respuesta de los entrepisos 2 y 3 esencialmente en el rango elástico.

La inestabilidad estructural se hace evidente con la pérdida del 75% del cortante resistente del primer entrepiso, para una deriva normalizada del 12 por mil. El estado final de la estructura, en el momento del colapso a los 5,1 segundos, se indica en la **Figura 7.10**, notándose la falla frágil por cortante de todas las columnas del entrepiso 1, la cedencia en una viga del entrepiso 3 y la respuesta elástica del entrepiso 2.

En vista de que la respuesta estructural es muy sensible a los detalles de los acelerogramas, sería necesario efectuar otros análisis similares al descrito previamente, considerando un grupo de al menos 5 acelerogramas con intensidad similares. De la evaluación estadística de las cinco respuestas así calculadas, se pudiese entonces concluir sobre el desempeño de esta estructura ante este nivel de acción sísmica.



**Figura 7.10** Estado final del pórtico justo antes del colapso en  $t = 5,14$  s (Elaboración propia)

El edificio cuya respuesta dinámica no lineal fue presentada como ejemplo en esta sección, es el Liceo Raimundo Martínez Centeno, el cual se derrumbó durante el sismo ( $M_w = 6,9$ ) de Cariaco, Venezuela, de 1997. El movimiento sísmico usado en el análisis (**Figura 7.7**) fue registrado en la ciudad de Cumaná (Estación UDO, Componente Transversal) a unos 70 km del liceo. El registro fue escalado para alcanzar la aceleración pico de  $0,52g$  estimada en el sitio del liceo. Un desempeño similar fue observado cuando se consideraron otros acelerogramas y se repitieron los análisis. Los resultados del análisis predicen un modo de colapso similar al observado, el cual consistió en el aplastamiento del primer entrepiso del edificio (López y Espinosa, 2009).



## **8. CRITERIO DE ACEPTACIÓN O RECHAZO**



La demanda de desplazamientos y de derivas debe ser determinada tanto en el centro de masas como en el extremo más desfavorable en cada nivel del edificio. Estos valores serán comparados con las derivas admisibles asociadas al tipo de estructura y al grado de daño o niveles de desempeño deseados (Sección 6.8).

Cuando se usan los métodos de análisis lineal, método de Análisis Estático Lineal (Sección 7.2) o Análisis Dinámico Lineal (Sección 7.3), el criterio de aceptación o rechazo está basado en: (i) Satisfacer los límites de deriva dados en la Sección 6.8, y (ii) satisfacer la resistencia exigida en los elementos estructurales, es decir verificar que la demanda de resistencia proveniente del análisis sea menor que la capacidad resistente disponible en los elementos. La demanda de resistencia se obtiene de combinar los efectos de las cargas sísmicas y las cargas gravitatorias (Sección 6.7). La capacidad resistente de los componentes estructurales toma en consideración la resistencia de los materiales según se describe en la Sección 6.1.

Cuando se usa el método de Análisis Estático No Lineal (Sección 7.4) la demanda de desplazamiento del centro de masas del edificio obtenida según se indica en la Sección 7.4.3 debe ser comparada con la capacidad a desplazamiento descrita en la curva de capacidad descrita en la Sección 7.4.1, con el fin de evaluar el cumplimiento con el nivel de desempeño deseado. Cuando se usa cualquiera de los dos métodos de análisis no lineal, el Análisis Estático No Lineal o el Análisis Dinámico No Lineal (Sección 7.5), las deformaciones plásticas demandadas por la acción sísmica o cualquier otro parámetro indicador de daño deben ser comparados con los valores admisibles previamente definidos en los diversos elementos de la estructura, asociados al nivel de desempeño deseado.



# 9. ESTRATEGIAS PARA LA ADECUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES



Entre las estrategias disponibles para la adecuación sísmica de una edificación se pueden citar las siguientes, las cuales pueden ser aplicadas en forma individual o mediante una combinación de ellas:

## 9.1 Intervención de los elementos estructurales

Se intervienen varios o todos los elementos estructurales (vigas, columnas, muros, juntas) que forman la estructura existente a fin de aumentar su rigidez y resistencia mediante el recrecimiento de sus secciones, con lo que aumenta la capacidad global de la estructura para resistir carga lateral. De vital importancia es lograr la adecuada adherencia entre el material existente y el nuevo material, así como la continuidad de los elementos verticales (columnas, muros) a través de la losa de piso. En el caso de edificaciones de mampostería es necesario evitar las fallas en las conexiones entre los muros y las losas. La resistencia y estabilidad propia de los muros de mampostería, pueden mejorarse sustancialmente con el uso de mallas de acero embutidas en una capa de mortero, colocadas sobre las caras externas e internas de los muros, y ancladas apropiadamente a los muros, a los elementos de confinamiento y a las losas.

En otros casos puede ser conveniente aumentar la capacidad de deformación y ductilidad de los elementos estructurales; en elementos de concreto armado esto se suele lograr con el uso de planchas de acero o camisas de confinamiento (ECS, 2005). Ensayos de laboratorio que muestran la efectividad de esta técnica se presentan en las referencias (Aboutaha et al., 1996). Otra opción es el uso de materiales de polímeros reforzados con fibras (FRP) que se colocan alrededor de los elementos estructurales y aumentan la resistencia a cortante y la capacidad de deformación (ECS, 2005). Una aplicación a la adecuación sísmica de varios edificios en L'Aquila, Italia, puede consultarse en (Fracadore et al., 2014). Por otro lado, debe tenerse presente que el recrecimiento de las secciones en los elementos estructurales conlleva a un aumento en las fuerzas que toman las fundaciones existentes lo que se traduce en la necesidad de evaluar su capacidad resistente y eventualmente obliga a reforzarlas. Una discusión del tema y propuestas de refuerzo de fundaciones se puede consultar en (Roeder et al., 1996).

## 9.2 Aumento de la rigidez y resistencia global de la estructura

El aumento de la resistencia y de la rigidez del sistema estructural se puede lograr añadiendo nuevos elementos estructurales, sin necesidad de intervenir los elementos existentes. Estos nuevos elementos suelen ser muros de concreto armado o pórticos arriostrados, preferiblemente localizados hacia el perímetro de la planta del edificio de manera de lograr la mayor

rigidez torsional así como reducir la intervención interna de la edificación. La localización de los nuevos elementos debe promover la simetría de rigideces para evitar introducir torsiones en el edificio. Una opción ventajosa es la de añadir una estructura auxiliar, independiente de la estructura existente, estando ambas conectadas sólo a través de los diafragmas. La estructura auxiliar soporta la mayor parte de las cargas sísmicas mientras que la existente soporta las cargas gravitatorias, pero debe tenerse presente que ambas estructuras se desplazarán en forma simultánea. Aun cuando la estructura auxiliar sea dúctil y posea una gran capacidad para deformarse, deben limitarse sus deformaciones laterales a fin de proteger a la estructura existente que posee una menor capacidad de deformación. Otra opción para la adecuación sísmica de pórticos no dúctiles de concreto armado, consiste en añadir paneles de concreto prefabricado dentro de los pórticos, tal como se presenta en (Frosh et al., 1996).

### 9.3 Reducción o eliminación de irregularidades

En algunos casos se puede mejorar sensiblemente el desempeño sismo resistente mediante la eliminación de la, o de las irregularidades que lo afectan. Por ejemplo, añadiendo muros o pórticos arriostrados dentro de los lugares donde existan pisos blando y/o pisos débiles, o añadiendo nuevos elementos estructurales hacia una zona de la planta del edificio, a fin de balancear rigideces y reducir los efectos torsionales, o añadiendo juntas en un edificio irregular en planta, a fin de convertirlo en dos o más edificios de planta regular, o eliminando masas innecesarias mediante demoliciones parciales en lugares específicos del edificio.

### 9.4 Uso de amortiguadores y aisladores

La capacidad de disipación de energía puede mejorarse sensiblemente mediante la inclusión de amortiguadores en la estructura. Existen una variedad de dispositivos con estos fines, entre ellos amortiguadores viscosos, de fricción o histeréticos (Whittaker y Constantinou, 2004). El uso de amortiguadores es especialmente útil en estructuras flexibles. También se han utilizado los amortiguadores de masa resonante que se sincronizan al período fundamental de la estructura para reducir las vibraciones. En estructuras rígidas es particularmente atractivo el uso de aisladores en la base del edificio que conduce a un aumento significativo en los períodos propios de vibración lo cual disminuye significativamente la energía que introduce el sismo y reduce las sollicitaciones sobre la estructura (Naeim y Kelly, 1999). Estas técnicas son especialmente útiles en edificaciones patrimoniales de valor histórico, en las cuales se desea minimizar la intervención de sus componentes estructurales originales. Los aisladores suelen combinarse con elementos metálicos que añaden una capacidad de disipación de energía adicionalmente al aislamiento.

En la Norma europea (EN-1998-3:2005) así como en las americanas (ASCE, 2007), se discuten varias metodologías de rehabilitación sísmica de estructuras. Casos de aplicación de algunas estrategias de adecuación sísmica para edificios en Ciudad de Méjico, puede ser consultada en las referencias (Aguilar et al., 1996). Investigaciones sobre el tema de la reparación y rehabilitación de estructuras pueden ser consultadas también en (EERI, 1996), en donde se presentan resultados para estructuras de concreto armado, estructuras de acero, estructuras de paneles prefabricados de concreto, estructuras de mampostería y estructuras de pórticos de concreto armado rellenos con paredes. También se discute allí el tratamiento de las fundaciones en edificios que son adecuados sísmicamente. Procedimientos para el refuerzo de estructuras de concreto armado, de estructuras de acero y de estructuras de mampostería se presentan en (ECS, 2005).

## 9.5 Adecuación de componentes no estructurales

Los componentes no estructurales tales como paredes, equipos, mobiliario, ornamentos, cielos rasos, y todos aquellos cuya falla pueda afectar la seguridad de las personas, interrumpir las funciones propias a las labores que se desarrollen en la edificación o causar pérdidas económicas, deben estar apropiadamente anclados a la estructura de manera de garantizar su estabilidad durante la respuesta sísmica. Las conexiones del componente no estructural con el componente estructural, deben hacerse de manera tal de no introducir efectos desfavorables sobre la estructura ni modificar el desempeño sísmico previsto en el análisis estructural.



# 10. PRESENTACIÓN DE LA INFORMACIÓN



La documentación a presentar debe contener lo siguiente:

### **10.1 Información general**

Se puede organizar de la siguiente manera: i) Identificación de los profesionales responsables del proyecto; ii) Descripción de las fuentes de información utilizadas; ii) Presentación de los documentos utilizados para describir la edificación existente; iii) Presentación de los objetivos y alcance del proyecto. Debe ir acompañada de una memoria fotográfica del sitio y de la edificación.

### **10.2 Estudio de suelos**

El estudio debe identificar al profesional responsable y dar recomendaciones sobre el tipo y profundidad de la fundación a utilizar.

### **10.3 Informe de evaluación de la edificación**

El informe debe describir la edificación en su estado actual, con fotografías de soporte, y presentar los estudios analíticos y experimentales hechos en la evaluación sísmica de la obra.

### **10.4 Memoria descriptiva del proyecto de refuerzo**

La Memoria debe listar las normas utilizadas, las hipótesis adoptadas, las propiedades de los materiales empleados, describir el modelo matemático de la estructura, los pesos de los materiales, paredes y componentes, el peso del edificio, discriminado por nivel, las acciones sísmicas utilizadas, las combinaciones de cargas, los métodos de análisis, los programas utilizados en el cálculo, los períodos de vibración, los desplazamientos y derivas máximas, las fuerzas globales en la base del edificio para los diferentes casos de carga, las sollicitaciones y relaciones demanda/capacidad para los miembros de refuerzo y de la estructura existente. El cálculo de las fundaciones incluirá la verificación de las presiones admisibles en el suelo. La Memoria debe contener imágenes de la idealización estructural empleada y de los principales modos de vibración de la edificación.

## 10.5 Planos de arquitectura y estructura

Los planos de estructura deben indicar: i) La estructura existente y la estructura modificada; ii) Los materiales de construcción y sus especificaciones; iii) Plantas de cada nivel y fundaciones; iv) Elevaciones y cortes; v) Detalles de todos los elementos; vi) Descripción del proceso constructivo.

## BIBLIOGRAFÍA

- Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jirsa, J. O. & Kreger, M. K. (1996). Retrofit of Concrete Columns with Inadequate Lap Splices by the Use of Rectangular Steel Jackets. Theme Issue: Repair and Rehabilitation Research for Seismic Resistance of Structures. *Earthquake Spectra*, 12(4).
- Aguilar, J., Breña, S., Del Valle, E., Iglesias, J., Picado, M., Jara, M. & Jirsa, J. (1996). *Rehabilitation of Existing Reinforced Concrete Buildings in Mexico City* (Case Studies. PMFSEL 96-3). Austin, TX: Ferguson Structural Engineering Laboratory of The University of Texas.
- Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. and Margaris, B. (2002). Internet-Site for European Strong-Motion Data, European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme. Disponible en: [http://www.isesd.hi.is/ESD\\_Local/frameset.htm](http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm).
- American Concrete Institute. (2008). *Manual of Concrete Practice* (318-08). Farmington Hills, MI, USA: Autor.
- American Society of Civil Engineers. (2007). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-06). Reston, VA: Autor.
- American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures* (ASCE Standard ASCE/SEI 7-10). Reston, VA: Autor.
- Association Française du Génie Parasismique. (1990). *Recommendations of the French Association for Earthquake Engineering for the redaction of rules relative to structures and installations built in regions prone to earthquakes*. Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France: Autor.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures. Theory and Application to Earthquake Engineering* (4<sup>th</sup> ed.) Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall.
- Colombia, Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente* (NSR-10). Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales. (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones* (Norma Venezolana COVENIN 2002-88). Caracas, Venezuela: Autor.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales. (2001). *Edificaciones Sismo resistentes* ( Norma COVENIN 1756:01). Caracas, Venezuela: Autor.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales. (2002). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones* (Norma COVENIN 2002-88). Caracas, Venezuela: Autor.

- Computers & Structures Inc. (2004). *SAP2000 Nonlinear 8.3.3*. Berkeley, California: Autor.
- Coronel, D. G. (2012). *Estimación de Daños y Pérdidas en Escenarios Regionales: Aplicación a Edificios Escolares de Venezuela*. Trabajo de Grado de Maestría en Ingeniería Sismo Resistente. Tutor: O. A. López. Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela.
- Costa Rica, Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica del Colegio Federado de Ingenieros de Costa Rica. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. San José de Costa Rica: Autor.
- Earthquake Engineering Research Institute. (1996). Theme Issue: Repair and Rehabilitation Research for Seismic Resistance of Structures. *Earthquake Spectra*, 12(4).
- Earthquake Engineering Research Institute. (2010a). The Mw 7.0 Haití Earthquake of January 12, 2010. En Report #1, EERI Special Earthquake Report - April 2010, *Learning from Earthquakes*. Oakland, CA: Autor.
- Earthquake Engineering Research Institute. (2010b). The Mw 7.0 Haiti Earthquake of January 12, 2010. En Report #2, EERI Special Earthquake Report- May 2010, *Learning from Earthquakes*. Oakland, CA: Autor.
- Earthquake Engineering Research Institute. (2013). <https://www.eeri.org/>
- Espinosa, L. F. (2005). *Respuesta Dinámica del Liceo Raimundo Martínez Centeno durante el Terremoto de Cariaco*. Trabajo Especial de Grado para optar al Título de Ingeniero Civil. Tutor: O. A. López. Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela.
- European Committee for Standardization. (2005). *Design of structures for earthquake resistance Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*(Norma EN-1998-3:2005. Eurocode 8). Brussel: Autor.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) & National Institute of Building Sciences (NIBS). (2003). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology; Earthquake Model, HAZUS-MH MR4, Technical Manual*. Washington, D.C.: Autor.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*( Fema 356/November 2000). Washington, DC: Autor.
- Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad (FONDONORMA) & Servicio Autónomo Nacional de Normalización, Calidad, Metrología y Reglamentos Técnicos (SENCAMER). (2006). *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural* (Norma Venezolana 1753-2006). Caracas, Venezuela: Autor.
- Frascadore, R., Di Ludovico, M., Prota, A., Verderame, G.M., Manfredi, G., Dolce, M. & Cosenza E. (2014). Local strengthening of RC structures as a strategy for seismic risk mitigation at regional scale. *Earthquake Spectra*. In-Press.
- Frosh, R. J., Li, W. & Jirsa, J. O. (1996). Retrofit of Non Ductile Moment-Resisting Frames Using Precast Infill Wall Panels. Theme Issue; Repair and Rehabilitation Research for Seismic Resistance of Structures. *Earthquake Spectra*, 12(4).

- Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. (2009). *Microzonificación Sísmica en las Ciudades Caracas y Barquisimeto* (Proyecto FONACIT 200400738, Informe Técnico Final, Volumen 1). Caracas, Venezuela: Autor. Descargado de [www.funvisis.gob.ve](http://www.funvisis.gob.ve).
- Ghobarah, A. (2004, June-July). *On Drift Limits Associated with different Damage Levels*. International Workshop on Performance Based Seismic Design, Bled, Slovenia.
- Hernández, J. J. (1997). Desempeño Estructural y Espectros de Diseño. En Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales (Ed.), *Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela*. (Capítulo 9). Caracas, Venezuela: Editores.
- Hernández, J. J., Schmitz, M., Delavaud, E., Cdet, H., & Domínguez, J. (2011). Espectros de Respuesta Sísmica en Microzonas de Caracas incluyendo Efectos de Sitio 1D, 2D y 3D. *Revista de la Facultad de Ingeniería*, 26(2), 49-66.
- Klingner, R., Pubiano, N., Bashandy, T. & Sweeney, S. (1996). *Evaluation and Analytical Verification of Shaking Table Data from Infilled Frames*. Paper No. 176, 11 World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.
- López, O. A. & Espinoza, L. E. (2009). El Colapso del Liceo RMC en el Sismo de Cariaco. En José Grases (Comp.), *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio* (PP. 303-322). Caracas, Venezuela: Ediciones CITECI.
- López, O. A. (Coordinador) (2013). *Riesgo Sísmico en Caracas* (Proyecto SismoCaracas, Informe Técnico de Avance, Proyecto Fonacit N° 2011000716). Caracas, Venezuela: Coordinador.
- López, O. A., Coronel, G., Ascanio, W., Rojas, R., Páez, V., Olbrich, F., Rengel, J. & González, J. (2013). Índices de Priorización para Edificios para la Gestión del Riesgo Sísmico (Informe Técnico FUN-019). Caracas, Venezuela: FUNVISIS.
- López, O. A., Hernández, J. J., Bonilla, R. y Fernández, A. (2006). Response Spectra for Multicomponent Structural Analysis. *Earthquake Spectra*, 22(1).
- López, O. A., Chopra, A. K. and Hernandez, J. J. (2000). Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation. *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 29, 1759-1778.
- Mc Guire, R. K. (2004). *Seismic Hazard and Risk Analysis* (MNO-10). Oakland, California: EERI.
- Menun, C. & Der Kiureghian, A. D. (1998). A replacement for the 30%, 40%, and the SRSS rules for multicomponent seismic analysis. *Earthquake Spectra*, 14(1), 153-163.
- México, Administración Pública del Distrito Federal (2004a). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ( Norma Mexicana NTCDF). En Administración Pública del Distrito Federal (Ed.), *Gaceta Oficial del Distrito Federal del 6 de octubre de 2004*. Ciudad de México: Editor.
- México, Administración Pública del Distrito Federal (2004a). Normas Técnicas Complementarias para Construcción de Estructuras de Concreto ( Norma Mexicana NTCDF). En Administración Pública del Distrito Federal (Ed.), *Gaceta Oficial del Distrito Federal del 6 de octubre de 2004*. Ciudad de México: Editor.

- Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (2011). *Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras*. Santo Domingo, República Dominicana: Autor.
- Miranda, E., & Bertero, V.V. (1994). Evaluation of Strength Reduction Factors. *Earthquake Spectra*, 10(2), 357-379.
- Naeim, F. & Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. Chichester, U. K.: Wiley.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). (2013). <http://peer.berkeley.edu/>
- Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). (2013a). *NGA-West 2*. Disponible en <http://peer.berkeley.edu/ngawest2/databases/>
- Riddell, R., Hidalgo, P. & Cruz, E. (1989). Response Modification Factors for Earthquakes Resistant Design of Short Periods Buildings. *Earthquake Spectra*, 5(3), 571-590.
- Roeder, C. W., Banerjee S., Jung, D. R. & Smith, S. K. (1996). The Role of Building Foundation in Seismic Retrofit. Theme Issue: Repair and Rehabilitation Research for Seismic Resistance of Structures. *Earthquake Spectra*, 12(4).
- Seismosoft (2013). <http://www.seismosoft.com/en/SeismoArtif.aspx>.
- Skinner, R. I. (1968). Engineering study of Caracas earthquake, Venezuela, 29 July 1967. *Bulletin of New Zealand. Dept. of Scientific and Industrial Research*, 191.
- Steinbrugge, K. V. (1967). Disponible en Steinbrugge Collection, NISEE, PEER, University of California, Berkeley, <http://peer.berkeley.edu/>.
- Time. (2010). <http://content.time.com/time/photogallery/0,29307,1953689,00.html>.
- Veletsos, A. D. & Newmark, N. M. (1960). Effects of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions. En World Conference on Earthquake Engineering (Ed.), *Proceedings of the 2nd WCEE* (Vol. 2), (pp 895-912). Japan: Editor.
- Whittaker, A. & Constantinou, M. (2004). System Energy Dissipation Systems for Buildings. En Y. Bozorgnia & V. Bertero (Eds.), *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. Boca Ratón, FL: CRC Press.

# BIOGRAFÍA DEL AUTOR

## Oscar Andrés López

El autor obtuvo los títulos de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela en 1971 y de M. Sc. (*Master of Science*) en 1975 y Ph. D. (*Doctor of Philosophy*) en ingeniería estructural, en la Universidad de California, en Berkeley, en 1978. Es investigador y Profesor Titular del IMME, Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela. Ha publicado 60 trabajos en revistas arbitradas en temas de dinámica estructural e ingeniería sísmica. Ha obtenido el Premio Nacional del Ministerio de Ciencia y Tecnología al mejor Trabajo Científico, Tecnológico y de Innovación en la mención Investigación Tecnológica en los años 1998, 2002, 2005 y 2009. En el año 2008 fue incorporado como Miembro de Número de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat de Venezuela, Sillón XXXV. Actualmente se desempeña como profesor de postgrado del IMME-FI-UCV, es asesor de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas FUNVISIS y es consultor en Ingeniería Sismo Resistente. Sus áreas de interés son la dinámica estructural, la adecuación sísmica de estructuras existentes y la evaluación de la amenaza sísmica.



GeóPOLIS, es un programa de CAF –banco de desarrollo de América Latina– que desarrolla una visión integral y multidisciplinaria para el fortalecimiento de capacidades en América Latina y el Caribe sobre prevención y gestión de riesgos de desastres. Articula una red de ingenieros y especialistas con alto nivel académico y comprobada experticia en las líneas de investigación del programa: (i) ingeniería sísmica, (ii) planificación y fortalecimiento institucional para la reducción de riesgos de desastres, y (iii) cambio climático y disponibilidad de recursos hídricos. La serie GeóPOLIS consiste en un conjunto de documentos orientados a difundir las experiencias, estudios de casos y mejores prácticas de la región con el objetivo de mejorar la calidad de vida de nuestras sociedades.