



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
ESTRUCTURAS

COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO EQUIPADAS CON CONTRAVENTEOS
CONVENCIONALES Y CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO ANTE MOVIMIENTOS SÍSMICOS

MODALIDAD DE GRADUCACIÓN: TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
PAOLA SARAI GIL LOAEZA

TUTOR:
DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
ESTRUCTURAS

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX.

AGOSTO 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Escobar Sánchez José Alberto

Secretario: Dr. Pozos Estrada Adrián

Vocal: DR. Guerrero Bobadilla Héctor

1^{er.} Suplente: Dr. Gómez Martínez Roberto

2^{do.} Suplente: Dr. Aire Untiveros Carlos Máximo

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: NOMBRE DEL LUGAR

TUTOR DE TESIS:

DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA

FIRMA

(Segunda hoja)

RESUMEN

En esta tesis se compara el desempeño sísmico de una serie de edificios de acero estructural de tres, seis y nueve niveles, ubicados en la Zona del Lago de la Ciudad de México. Se estudiaron marcos en 2D. Los análisis se llevaron a cabo para diferentes casos. El Caso 0, que es el caso empleado como referencia, corresponde a un diseño convencional a base de marcos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas gravitacionales y movimientos laterales de demandas sísmicas. Sus elementos fueron diseñados para la zona en estudio, considerando los requerimientos establecidos por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero de la Ciudad de México (NTC-DEA, 2017). El Caso 1, representa estructuras diseñadas con disipadores tipo CRP, cuyo diseño está basado en control de desplazamientos, empleando la metodología propuesta por Guerrero (2016). Este diseño consta de un sistema dual compuesto por un sistema primario (que son marcos de acero), que fueron diseñados para resistir las cargas verticales; y otro secundario (sistema de contraventeos restringidos al pandeo CRPs) que fueron diseñados para reducir las demandas de desplazamientos laterales generadas por los sismos. Las estructuras del Caso 2 fueron diseñadas con contravientos convencionales (CCs). Los CCs se propusieron con la finalidad de igualar el periodo de vibrar de las estructuras del Caso 1, y además se respetan recomendaciones de diseño que se establecen en las NTC-DEA (2017). Por último se realizó una comparación de la respuesta sísmica y de las pérdidas esperadas en las estructuras estudiadas. La estimación de pérdidas esperadas se obtuvo con la aplicación de la metodología FEMA P58, que actualmente es una de las metodologías más robustas para el estudio del desempeño sísmico de estructuras.

ABSTRACT

This thesis compares the seismic performance of a series of structural steel buildings of three, six and nine storeys, located in the Lake Zone of Mexico City. 2D frames were studied. The analyzes were carried out for different cases. Case 0, which is used as a reference, corresponds to a conventional design based on structural steel frames that fully resist gravitational forces and lateral movements of seismic demands. Its elements were designed for the study area, considering the requirements established by the Complementary Technical Norms for Design and Construction of Steel Structures of Mexico City (NTC-DEA, 2017). Case 1 represents structures designed with BRBs, whose design is based on displacement control, using the methodology proposed by Guerrero (2016). This design consists of a dual system consisting of a primary component (which are steel frames), designed to withstand vertical loads; and a secondary (system of braces restricted to the buckling BRBs) that were designed to reduce the demands of lateral displacements generated by earthquakes. The structures of Case 2 were designed with conventional braces (CBs). The CBs were proposed in such way to reach the period of vibration Case 1 structures, and also following design recommendations that are established in the NTC-DEA (2017). Finally, a comparison was made considering the seismic response and the expected losses in the studied structures. The estimation of expected losses was conducted following the recommendations by FEMA P58, which is currently one of the most robust methodologies for assessing the seismic performance of structures.

AGRADECIMIENTOS

A Dios

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el apoyo económico que se me otorgó durante mis estudios de maestría.

Al Dr. Héctor Guerrero Bobadilla por el voto de confianza, por sus enseñanzas y paciencia.

A los dos Elías de mi vida.

CONTENIDO

<i>RESUMEN</i>	i
<i>ABSTRACT</i>	ii
<i>AGRADECIMIENTOS</i>	iii
<i>ÍNDICE DE FIGURAS</i>	vi
<i>LISTA DE SÍMBOLOS.</i>	viii
1. Introducción	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo general	2
1.2.2. Objetivos particulares	2
1.3. Justificación y alcances	2
2. Estado del arte	3
2.1. Contraventeos restringidos al pandeo (CRPs)	3
2.2. Contraventeos convencionales concéntricos (CCs)	4
2.3. Diseño basado en desempeño de sistemas estructurales	6
2.4. Diseño basado en desempeño de sistemas estructurales equipados con CRPs	9
2.5. Diseño de sistemas estructurales equipados con CCs	11
3. Sistemas estructurales estudiados	12
3.1. Características generales de los marcos analizados	12
3.2. Estructuras sin disipadores	12
3.3. Estructuras equipadas con CRPs	13
3.4. Estructuras equipadas con CCs	14
3.5. Modelos matemáticos	15
4. Respuesta sísmica	18
4.1. Distorsiones de entrepiso	18
4.1.1. Estructura de tres niveles	18
4.1.2. Estructura de seis niveles	18
4.1.3. Estructura de nueve niveles	21
4.2. Velocidades de piso	22
4.3. Aceleraciones de piso	26
4.4. Distorsiones residuales	29

4.5. Probabilidad de colapso.....	31
5. Evaluación del desempeño económico de las estructuras estudiadas	33
5.1. Metodología según FEMA P58 (2012)	33
5.2. Herramienta PACT (2012)	37
5.3. Modelo de desempeño económico	43
5.4. Comparación del desempeño económico de las estructuras estudiadas	46
6. Conclusiones y recomendaciones	54
6.1. Conclusiones	54
6.2. Recomendaciones	55
Referencias.....	55

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 Tipos de sismos que afectan a la ciudad de México</i>	1
<i>Figura 1.2 Placas tectónicas que interactúan en el territorio Mexicano</i>	3
<i>Figura 2.1. Esquema de CRPs típicos</i>	3
<i>Figura 2.2. Comportamiento histerético de los CRPs</i>	4
<i>Figura 2.3. Curva de histéresis típica de un contraventeo convencional</i>	5
<i>Figura 2.4. Comportamiento típico de los CCs sometidos a cargas cíclicas</i>	5
<i>Figura 2.5. Curva de amenaza sísmica de la Ciudad de México</i>	8
<i>Figura 2.6. Espectros de respuesta de los sismos utilizados</i>	9
<i>Figura 2.7. Sistema de VGDL equipadas con CRP representada por un oscilador dual de 1GDL</i>	10
<i>Figura 2.8. Curva de comportamiento del sistema dual</i>	10
<i>Figura 3.1. Diseño general del modelo</i>	16
<i>Figura 3.2. Evaluación del intervalo de deformación inicial</i>	17
<i>Figura 4.1. Promedios de distorsiones máximas de entrepiso de los edificios de tres niveles</i>	19
<i>Figura 4.2. Promedios de distorsiones máximas de entrepiso de los edificios de seis niveles</i>	20
<i>Figura 4.3. Promedios de distorsiones máximas de entrepiso de los edificios de nueve niveles</i>	21
<i>Figura 4.4. Promedios de velocidades máximas de piso de los edificios de tres niveles</i>	23
<i>Figura 4.5. Promedios de velocidades máximas de piso de los edificios de seis niveles</i>	24
<i>Figura 4.6. Promedios de velocidades máximas de piso de los edificios de nueve niveles</i>	25
<i>Figura 4.7. Promedios de aceleraciones máximas de piso de los edificios de tres niveles</i>	27
<i>Figura 4.8. Promedios de aceleraciones máximas de piso de los edificios de seis niveles</i>	28
<i>Figura 4.9. Promedios de aceleraciones máximas de piso de los edificios de nueve niveles</i>	29
<i>Figura 4.10. Curva de fragilidad de colapso obtenida del ajuste de datos</i>	32
<i>Figura 4.11. Curvas de fragilidad de colapso de los edificios de tres niveles</i>	32
<i>Figura 4.12. Curvas de fragilidad de colapso de los edificios de seis niveles</i>	33
<i>Figura 4.13. Curvas de fragilidad de colapso de los edificios de nueve niveles</i>	33
<i>Figura 5.1. Diagrama de flujo de la metodología de evaluación del desempeño</i>	35
<i>Figura 5.2. Procedimiento para el cálculo del desempeño de una estructura</i>	37
<i>Figura 5.3. Interfaz de la herramienta</i>	38
<i>Figura 5.4. Campos requeridos para la creación del modelo de desempeño</i>	38
<i>Figura 5.5. Posibles modos de colapso</i>	41
<i>Figura 5.6. Curvas de fragilidad de colapso ajustadas: estructuras de tres niveles</i>	45
<i>Figura 5.7. Curvas de fragilidad de colapso ajustadas: estructuras de seis niveles</i>	45
<i>Figura 5.8. Curvas de fragilidad de colapso ajustadas: estructuras de nueve niveles</i>	45
<i>Figura 5.9. Curva de amenaza sísmica de la Ciudad de México</i>	46
<i>Figura 5.10. Funciones de distribución acumulada de costos de reparación: estructuras de tres niveles</i> ...	47
<i>Figura 5.11. Funciones de distribución acumulada de costos de reparación: estructuras de seis niveles</i> ...	48
<i>Figura 5.12. Funciones de distribución acumulada de costos de reparación: estructuras de nueve niveles</i> ...	48
<i>Figura 5.13. Promedio anual de costos y tiempo de reparación: estructura de tres niveles</i>	49
<i>Figura 5.14. Promedio anual de costos y tiempo de reparación: estructura de seis niveles</i>	50
<i>Figura 5.15. Promedio anual de costos y tiempo de reparación: estructura de nueve niveles</i>	50
<i>Figura 5.16. Probabilidad de colapso y dictaminada como insegura: estructura de tres niveles</i>	51
<i>Figura 5.17. Probabilidad de colapso y dictaminada como insegura: estructura de seis niveles</i>	51
<i>Figura 5.18. Probabilidad de colapso y dictaminada como insegura: estructura de nueve niveles</i>	52
<i>Figura 5.19. Comparación de costos: estructuras de tres niveles</i>	53
<i>Figura 5.20. Comparación de costos: estructuras de seis niveles</i>	54
<i>Figura 5.21. Comparación de costos: estructuras de nueve niveles</i>	54

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2.1. Probabilidades de ocurrencia en 50 años</i>	7
<i>Tabla 2.2. Intensidades sísmicas para diferentes probabilidades de ocurrencia en 50 años</i>	8
<i>Tabla 2.3. Límites de distorsión de entrepiso para los niveles de desempeño</i>	8
<i>Tabla 2.4. Objetivos de desempeño utilizados</i>	9
<i>Tabla 3.1. Cargas muertas y cargas vivas de entrepiso para cada modelo de acero estructural</i>	12
<i>Tabla 3.2. Cargas muertas y cargas vivas de azotea para cada modelo de acero</i>	12
<i>Tabla 3.3. Dimensiones de los elementos estructurales del Caso 0</i>	13
<i>Tabla 3.4. Áreas empleadas en el diseño de CRPs para el marco de 3 niveles (Caso 1)</i>	13
<i>Tabla 3.5. Áreas empleadas en el diseño de CRPs para el marco de 6 niveles (Caso 1)</i>	13
<i>Tabla 3.6. Áreas empleadas en el diseño de CRPs para el marco de 9 niveles (Caso 1)</i>	14
<i>Tabla 3.7. Dimensiones de los elementos estructurales del Caso 1</i>	14
<i>Tabla 3.8. Dimensiones de los elementos estructurales del Caso 2</i>	14
<i>Tabla 3.9. Relación de esbeltez de cada CCs empleado en las estructuras del Caso 2</i>	15
<i>Tabla 4.1. Promedios de distorsiones residuales máximas de entrepiso de los edificios de tres niveles</i>	30
<i>Tabla 4.2. Promedios de distorsiones residuales máximas de entrepiso de los edificios de seis niveles</i>	30
<i>Tabla 4.3. Promedios de distorsiones residuales máximas de entrepiso de los edificios de nueve niveles</i> ...	30
<i>Tabla 5.1. Factor de altura</i>	39
<i>Tabla 5.2. Factor de ocupación</i>	40
<i>Tabla 5.3. Valores recomendados para β_c</i>	42
<i>Tabla 5.4. Valores recomendados para β_q</i>	43
<i>Tabla 5.5. Costos de reemplazo y costos totales: estructuras de tres niveles</i>	44
<i>Tabla 5.6. Costos de reemplazo y costos totales: estructuras de seis niveles</i>	44
<i>Tabla 5.7. Costos de reemplazo y costos totales: estructuras de nueve niveles</i>	44

LISTA DE SÍMBOLOS.

A	inversiones anuales
b/t	relación ancho grueso de los CCs
CC	Contraventeo Convencional
CRP	Contraventeo Restringido al Pandeo
E	módulo de elasticidad del acero estructural
F_y	esfuerzo de fluencia del acero estructural
ξ_1	relación de amortiguamiento para el sistema primario de un oscilador dual
ξ_2	relación de amortiguamiento para el sistema secundario de un oscilador dual
$f_{s_1}(u, \dot{u})$	fuerzas del sistema primario de un oscilador dual
$f_{s_2}(u, \dot{u})$	fuerzas del sistema secundario de un oscilador dual
$ \bar{x} $	media de las respuestas máxima
$IGDL$	un grado de libertad
I	intensidad sísmica
i	tasa de oportunidad
KL/r	relación de esbeltez de los CCs
L	longitud libre
m	masa modal
n	número total de colapsos ocurridos
N	número total de análisis realizados
P	carga axial aplicada
P_y	fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro
R_c	resistencia de diseño de un elemento estructural en compresión axial
R	realización
Q	factor de comportamiento sísmico.
t	periodo de retorno
u	desplazamiento
\ddot{u}	aceleración
\dot{u}	velocidad
\ddot{u}_g	aceleración del suelo
VPN	Valor presente neto de una inversión
β_c	factor de dispersión asociado a la garantía de la calidad de la construcción
β_m	factor de dispersión asociado a posibles errores del análisis y construcción
β_{PACT}	dispersión obtenida y empleada en la herramienta PACT
β_q	factor de dispersión asociado a la calidad e integridad del modelo analítico
β_R	Coefficiente de variación de los datos obtenidos del análisis no lineal
Δ	deformación inicial en el centro del CC
σ	desviación estándar de la respuesta no lineal

1. Introducción

1.1. Planteamiento del problema

La Ciudad de México ha sido afectada por sismos de muchos tipos y diversas intensidades. Las principales fuentes sísmicas que la afectan pueden clasificarse en cuatro grupos (Figura 1.1): 1) Temblores locales originados dentro o cerca de la cuenca; 2) temblores tipo Acambay, que se originan en el resto de la placa de Norteamérica; 3) temblores de profundidad intermedia de falla normal, causados por rompimientos de la placa de Cocos ya subducida; y 4) temblores de subducción (Rosenblueth, 1987). Pese a su gran distancia epicentral (280 a 600 km), la Ciudad de México es particularmente vulnerable ante sismos de subducción, porque el tipo de ondas que llegan son ricas en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan gran amplificación al atravesar las arcillas del lago (Reinoso, 2007). Estos efectos generan mayores demandas de desplazamientos laterales a estructuras con periodos similares a los del suelo.

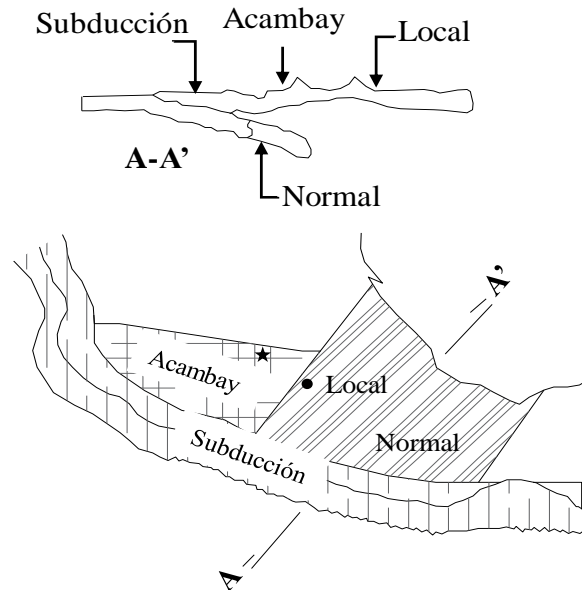


Figura 1.1 Tipos de sismos que afectan a la ciudad de México (adaptada de Reinoso, 2007)

Generalmente, para reducir los desplazamientos laterales, las estructuras de acero se diseñan con sistemas que incrementan su rigidez lateral, por ejemplo, los contraventeos metálicos. Este sistema rigidizante se caracteriza por ser ligeramente más económico en comparación a otros sistemas para reducir desplazamientos, como: amortiguadores viscosos, aisladores de base o amortiguadores histeréticos. Sin embargo, este tipo de contraventeos no es capaz de disipar energía sin que la estructura principal presente daños por las demandas sísmicas, ya que éstos se pandean rápidamente ante cargas axiales de compresión, incluso antes de haber alcanzado su límite de resistencia elástica. Debido a que los contraventeos restringidos al pandeo (CRPs) representan una alternativa interesante, en este proyecto se evalúa el desempeño sísmico y económico de estructuras equipadas con este tipo de dispositivos. La respuesta es comparada con aquella que proporcionan los contraventeos convencionales

(CCs) y una estructura convencional a base de marcos dúctiles diseñada bajo los requisitos de las NTC-DEA (2017).

1.2. Objetivos

1.2.1. *Objetivo general*

El objetivo general de este proyecto de investigación es evaluar el desempeño de un grupo representativo de estructuras de acero, equipadas con contraventeos restringidos al pandeo (CRPs) y contraventeos convencionales (CCs).

1.2.2. *Objetivos particulares*

- Comparar de costos iniciales y pérdidas económicas probables, entre edificios de acero equipados con CRPs y CCs, considerando un grupo de registros sísmicos compatibles con la amenaza sísmica de la Zona del Lago de la Ciudad de México.
- Cuantificar los beneficios económicos de los CRPs al ser incluidos en edificios de acero en la Zona del Lago de la Ciudad de México.
- Incentivar el uso de los sistemas de protección sísmica en México.

1.3. Justificación y alcances

La Zona del Lago en la Ciudad de México tiene un peligro sísmico alto. Esto debido a las características propias del suelo, cantidad y tipos de asentamientos humanos localizados en este lugar y sumado a esto, la interacción constante de las placas tectónicas de Norteamérica, Cocos, Rivera, Pacífico y el Caribe ([Figura 1.2](#)). Es precisamente en este escenario que algunos edificios a base de marcos de acero se vuelven vulnerables debido a su flexibilidad. Uno de los sistemas más comunes para rigidizar estructuras son los CCs de secciones HSS. Sin embargo, en este estudio se analizó la factibilidad de usar CRPs, una tecnología que también restringe los desplazamientos laterales de las edificaciones y que actualmente se ha empleado de manera regular en países como: Japón, Taiwán, EE.UU y Canadá (Terán y Coeto, 2014).

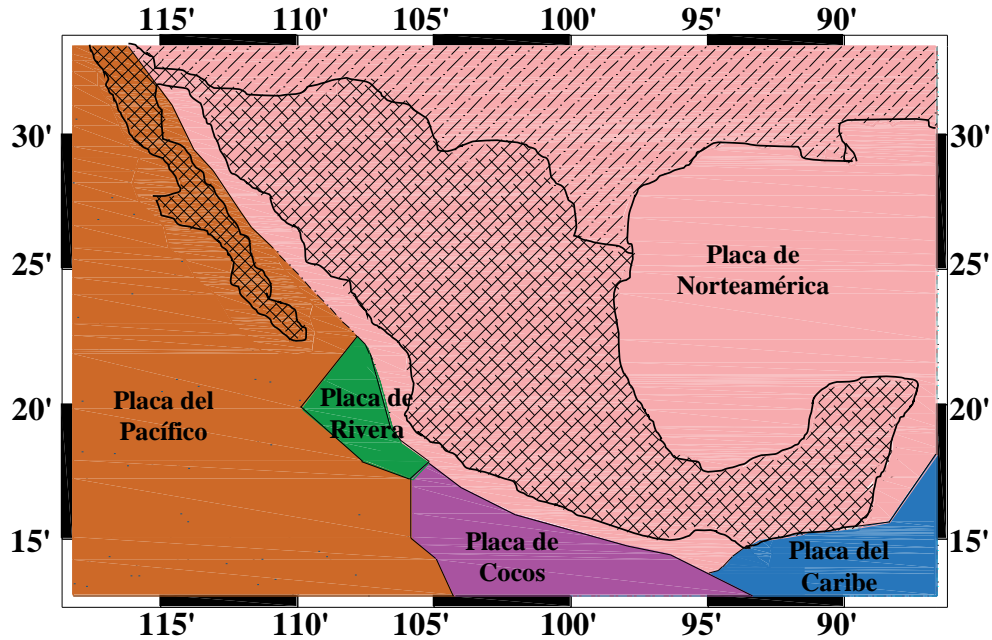


Figura 1.2 Placas tectónicas que interactúan en el territorio Mexicano (adaptada de Reporte especial SSN, 2017)

2. Estado del arte

2.1. Contraventeos restringidos al pandeo (CRPs)

Los contraventeos restringidos al pandeo están compuestos por una placa de acero en el núcleo que disipa energía a través de deformación axial plástica a compresión y a tensión. Este núcleo es cubierto por un material desadherente; seguido de una funda de concreto confinante que restringe su pandeo, finalizando con un tubo de acero, normalmente HSS, que protege el material confinante y también aporta restricción contra el pandeo. El esquema de un CRP típico se muestra en la Figura 2.1.

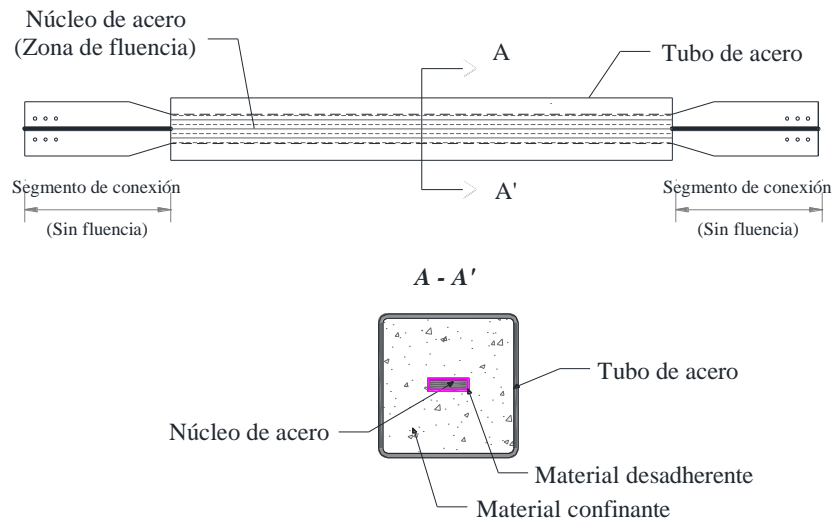


Figura 2.1. Esquema de CRPs típicos

Las pruebas experimentales llevadas a cabo con contraventeos restringidos al pandeo indican un comportamiento estable ante la presencia de deformaciones inelásticas severas, tanto para cargas monótonas crecientes, como para cargas cíclicas reversibles (Terán y Virto, 2009). El comportamiento histerético de los CRPs comparado con el de los contraventeos convencionales se muestra en la [Figura 2.2](#), donde se puede observar que los contraventeos convencionales (CCs) pierden capacidad a compresión cuando se pandean, provocando inestabilidad en los ciclos histeréticos debido a la degradación de rigidez y resistencia.

La finalidad de utilizar CRPs como sistema de protección sísmica es que la estructura principal (trabes y columnas) no incurriera al intervalo inelástico y sean los CRPs los que disipen la mayor parte de energía durante un evento sísmico.

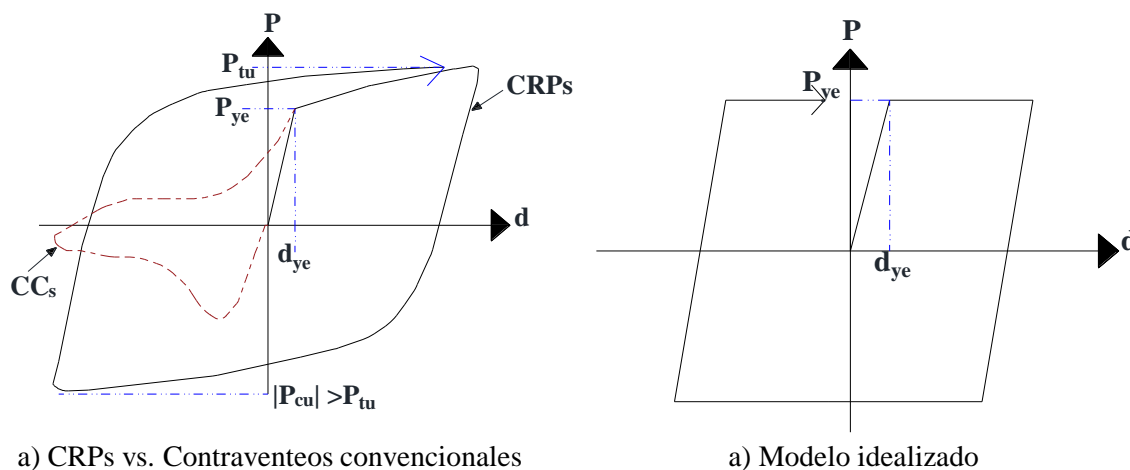


Figura 2.2. Comportamiento histerético de los CRPs (adaptada de Guerrero, 2016)

2.2. Contraventeos convencionales concéntricos (CCs)

Son considerados contraventeos concéntricos los elementos de acero estructural cuyo eje principal intersecta con el eje de la trabe y la columna del marco de referencia. Estos elementos incrementan la capacidad ante cargas laterales; y por ello ayudan a que las deformaciones de los elementos que integran la estructura principal, sean menores. Se pueden emplear diferentes tipos de secciones en el diseño de estos elementos, sin embargo, debido a la influencia del factor de esbeltez en el comportamiento de estos elementos, es más común el uso de secciones HSS.

Un comportamiento típico de los contraventeos concéntricos ante cargas cíclicas se muestra en la [Figura 2.3](#). En ella se observa que, aunque poseen una buena resistencia ante cargas a tensión, ante esfuerzos de compresión presentan comportamiento deficiente, pues su capacidad disminuye notablemente.

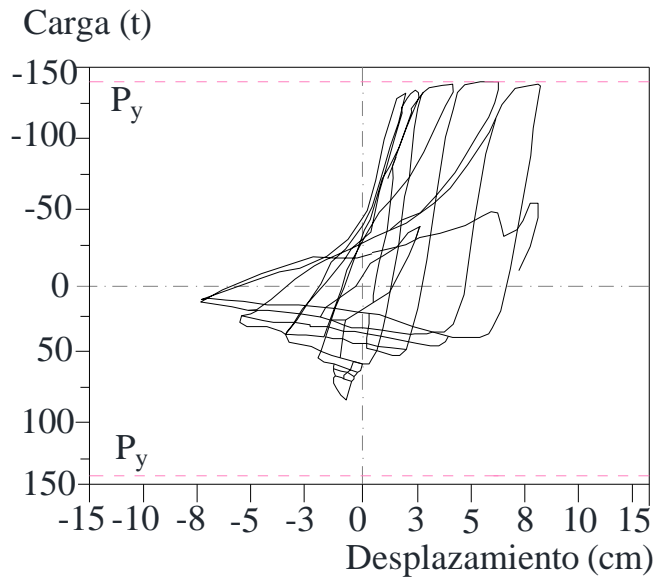


Figura 2.3. Curva de histéresis típica de un contraventeo convencional (adaptada de Tapia, 2016)

El comportamiento de los CCs se describe según las etapas de la Figura 2.4: Etapa 1) se inicia un ciclo de cargas axiales en un CCs, de longitud L , con una capacidad a compresión de R_c . Primeramente el elemento es sometido a fuerzas $-P$ (compresión). Mientras la carga $-P$ no sobrepase la carga teórica R_c , éste tendrá un comportamiento elástico como se muestra en la Figura 2.4a y 2.4b. Etapa 2) cuando la fuerza $-P$, a la que está siendo sometido el elemento, alcanza los valores de la carga teórica R_c , el elemento experimentará el fenómeno llamado pandeo, que se ilustra en la Figura 2.4c. Etapa 3) después de ocurrido el pandeo se presenta una disminución brusca de la capacidad del contraventeo hasta una resistencia residual de compresión post-pandeo $P \approx 0.30R_c$. Además, se forma una articulación plástica en el centro del claro (Figura 2.4d). Etapas 4 y 5) cuando las fuerzas sísmicas cambian de dirección y la carga axial aplicada es a tensión se espera que un contraventeo dúctil fluya por tensión $P = P_y$ (Tapia, 2016).

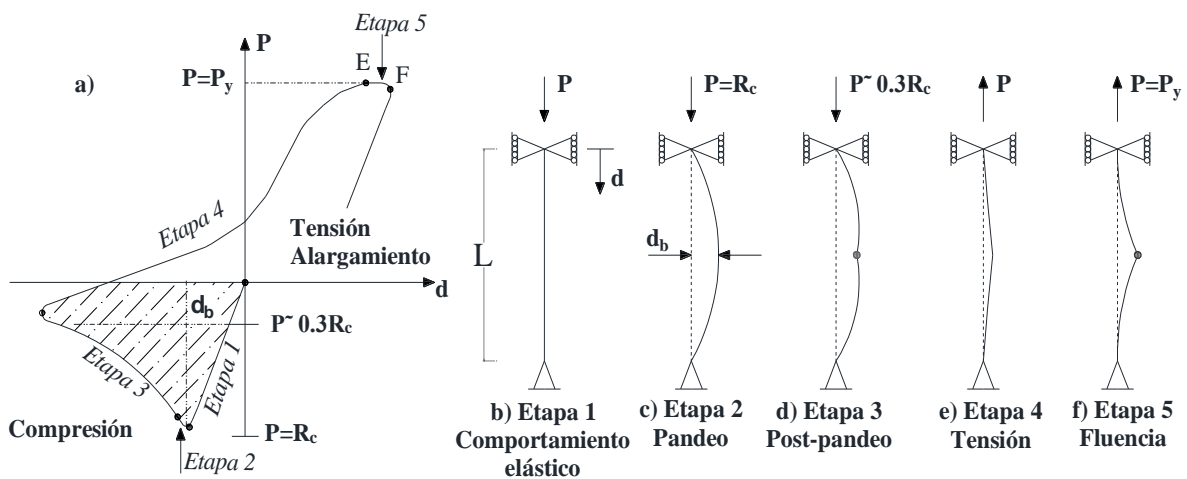


Figura 2.4. Comportamiento típico de los CCs sometidos a cargas cíclicas (adaptada de Tapia, 2016)

Los contraventeos convencionales como elementos de aporte de rigidez a una estructura son efectivos, sin embargo, como se observa en la [Figura 2.4](#), ante cargas cíclicas tienen un comportamiento desfavorable, pues su capacidad de resistencia disminuye notablemente después de ser expuestos a sismos y haber alcanzado su máxima capacidad de compresión. Este comportamiento no es fácil de representar en un análisis lineal, por ello muchas veces se sobreestima la capacidad de estos elementos. Para poder modelar adecuadamente el desempeño de los CCs, es recomendable utilizar programas de análisis no lineal.

2.3. Diseño basado en desempeño de sistemas estructurales

La filosofía del diseño basado en desempeño consiste en predecir el desempeño esperado de una estructura ante un futuro evento sísmico asociado a cierta probabilidad de excedencia.

El desempeño sísmico, dada una demanda de intensidad, establece el nivel de daño permisible en los elementos estructurales y no estructurales. Para poder llevar a cabo dicho enfoque, es preciso emplear herramientas de análisis no lineal, ya que el daño en una estructura implica un comportamiento no lineal que debe ser calculado por lo general, en términos de deformaciones inelásticas. Dicho de otro modo, este tipo de diseño permite elegir el comportamiento deseado de la estructura en términos de desplazamientos, los cuales no deben superar los límites de demanda establecidos, de modo que la estructura no presente daños mayores a los que se esperan ante un evento sísmico pronosticado.

En el diseño basado en desempeño se definen uno o más objetivos de diseño; donde cada uno de estos objetivos corresponde a un nivel de desempeño estructural esperado, dada una amenaza sísmica.

Los niveles de desempeño estructural expresan la envergadura del daño, considerando los efectos causados por eventos sísmicos en elementos estructurales, no estructurales, contenidos y ocupantes. Estos suelen expresarse en términos cualitativos de trascendencia pública (impacto en ocupantes, usuarios, entre otros) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (deformaciones, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995). La asociación de ingenieros estructurales de California (SEAOC), (por sus siglas en inglés de *Structural Engineers Association of California*) proponen cuatro niveles de desempeño emitidos por el comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), los cuales son:

1. *Ocupación completa*: en general no se requieren reparaciones pues no ocurre ningún tipo de daño en la estructura ni contenidos. El edificio es completamente seguro para los ocupantes. Todos los contenidos y servicios son funcionales y están disponibles para su uso.
2. *Ocupación inmediata*: significa el estado de daño posterior al terremoto en el que sólo se ha producido un daño estructural apenas perceptible. Los elementos básicos de resistencia a la fuerza vertical y lateral del edificio conservan casi toda su resistencia y rigidez ante el sismo. El riesgo de lesiones que amenazan la vida como resultado de

un daño estructural es muy bajo, y aunque algunas reparaciones estructurales menores pueden ser apropiadas, para llevarse a cabo no se necesita el desalojo del inmueble.

3. *Seguridad de vida:* en este nivel de desempeño se ha producido un daño significativo a la estructura, pero aún no existe daño estructural total o parcial. Algunos elementos y componentes estructurales están severamente dañados, por lo que la rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales se ven reducidas en un gran porcentaje. Sin embargo, aún se tiene un margen de seguridad frente al colapso. Debido a los daños ocurridos después del evento sísmico, es posible que la estructura no deba ocuparse antes de llevarse a cabo trabajos de reparación, siempre y cuando sea una opción económicamente factible.
4. *Prevención de colapso:* en este nivel de desempeño después de ocurrido el evento sísmico, el edificio está al borde del colapso parcial o total. El daño que la estructura ha experimentado es muy grave, ya que existe una degradación significativa en la rigidez lateral y la resistencia del sistema. También es notable deformación lateral permanente de la estructura. Puede existir un riesgo significativo de lesiones de los ocupantes debido a la caída de escombros dentro del edificio. Debido a la gravedad de los daños, es poco práctico pensar en la reparación de la estructura. Ocupar la estructura en esas condiciones es altamente peligroso pues una réplica sísmica podría ocasionar el colapso de ésta.

Los niveles de amenaza sísmica probabilísticos representan la frecuencia con la que se espera que eventos sísmicos de ciertas características se presenten. Los niveles de amenaza sísmica más usados por el FEMA 356 (2000), y su media expresada en periodos de retorno redondeados y frecuencia media anual son los mostrados en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Probabilidades de ocurrencia en 50 años

Probabilidad de ocurrencia del sismo	Promedio medio de retorno	Frecuencia media anual de excedencia
50% en 50 años	75	0.013
20% en 50 años	225	0.004
10% en 50 años	500	0.002
2% en 50 años	2500	0.0004

Para determinar las aceleraciones máximas de suelo correspondientes a probabilidades de ocurrencia, se emplean estudios de amenaza sísmica. El programa CRISIS (2015) es un programa que, con datos de las zonas sismogénicas de influencia y leyes de atenuación respectivas al área de estudio, permite determinar curvas de amenaza sísmica, como la curva de amenaza sísmica de la Ciudad de México para suelos blandos que se presenta en la [Figura 2.5](#). Una curva de amenaza sísmica relaciona periodos de retorno o tasas de excedencia con intensidades sísmicas relevantes en el comportamiento de una estructura. En otras palabras, por medio de este tipo de curvas, se puede obtener el número de veces, por unidad de tiempo,

en que el valor de una intensidad sísmica dada es excedido. Empleando la curva de amenaza sísmica de la [Figura 2.5](#) se hallaron y definieron los valores de las aceleraciones máximas del suelo mostrados en la [Tabla 2.2](#) y que a su vez corresponden a los niveles de amenaza sísmica probabilísticos definidos anteriormente en la [Tabla 2.1](#).

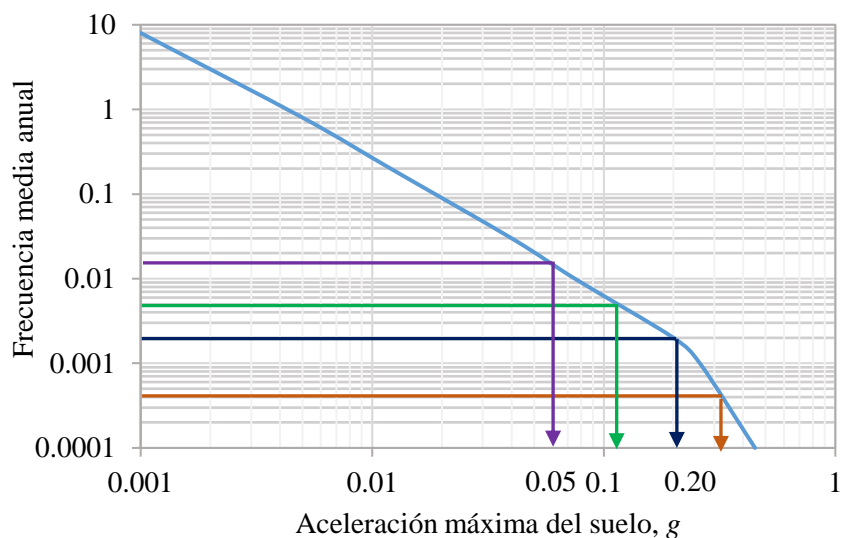


Figura 2.5. Curva de amenaza sísmica de la Ciudad de México

Tabla 2.2. Intensidades sísmicas para diferentes probabilidades de ocurrencia en 50 años

Intensidad (acel. Máx. suelo)	Probabilidad de ocurrencia
0.05g	50% en 50 años
0.10g	20% en 50 años
0.20g	10% en 50 años
0.30g	2% en 50 años

Por último los objetivos de diseño relacionados con los niveles de desempeño estructural y de amenaza sísmica se definen por medio de distorsiones máximas de entrepiso. Algunas propuestas de distorsiones límite para marcos de acero contraventeados se presentan en la [Tabla 2.3](#).

Tabla 2.3. Límites de distorsión de entrepiso para los niveles de desempeño

Desempeño	ATC-40	FEMA 273	NTC-DS (2017)	VISION 2000
<i>Ocupación inmediata</i>	0.01	0.01	0.002-0.004	0.002-0.005
<i>Seguridad de vida</i>	0.01-0.02	0.01-0.02	-	0.015
<i>Prevención de colapso</i>	0.33 Vi/Pi	0.04	0.01-0.02	0.025

Para el diseño de las estructuras analizadas se tomaron en cuenta las recomendaciones del FEMA 273 (1997). Ya que el uso de las estructuras estudiadas es de hospitales, estos objetivos de diseño fueron adaptados a límites más rigurosos, por ello los objetivos de diseño empleados se presentan en la [Tabla 2.4](#).

Tabla 2.4. Objetivos de desempeño utilizados

Desempeño	Intensidad sísmica (pga)	Distorsiones máximas
<i>Ocupación completa</i>	0.05g	0.0025
<i>Ocupación inmediata</i>	0.10g	0.005
<i>Seguridad de vida</i>	0.20g	0.010
<i>Prevención de colapso</i>	0.30g	0.020

Para llevar a cabo el estudio no lineal de los tres distintos casos de cada estructura, se utilizaron 30 movimientos sísmicos representativos de la Zona del Lago de la Ciudad de México, con periodos predominantes cercanos a 2 s. Los espectros de pseudo-aceleración de los movimientos sísmicos seleccionados y su promedio (línea negra punteada) se muestran en la [Figura 2.6](#).

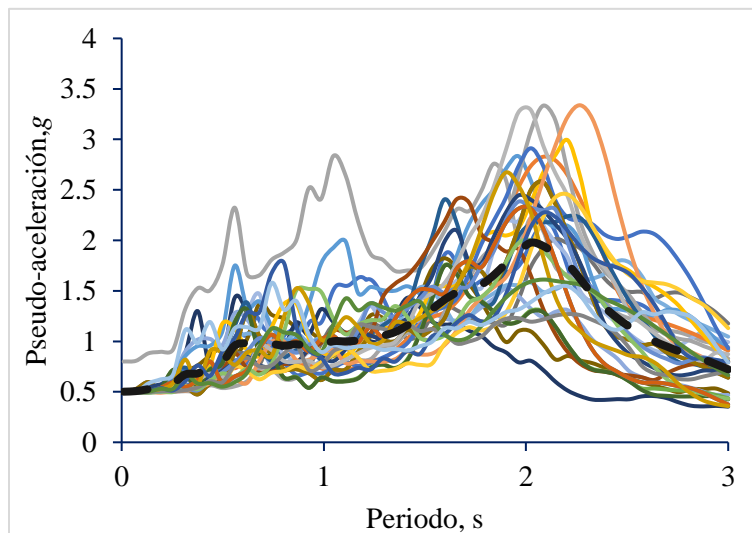


Figura 2.6. Espectros de respuesta de los sismos utilizados

Los sismos seleccionados y mostrados en la [Figura 2.6](#) fueron escalados para las diferentes intensidades sísmicas relacionadas con los objetivos de diseño.

2.4. Diseño basado en desempeño de sistemas estructurales equipados con CRPs

Existen varias metodologías para el diseño de estructuras equipadas con CRPs (ej. Terán y Coeto (2014), Vargas y Bruneau (2009), Maley et al. (2010) Kim et. al., (2004)). En esta investigación se utilizó la metodología propuesta por Guerrero (2016). Esta metodología está basada en el diseño por control de desplazamiento. En las consideraciones, el diseñador decide el porcentaje de participación de los CRPs en la resistencia lateral de la estructura, evaluando la estructura como un sistema dual equivalente de un grado de libertad (1GDL) como se muestra en la [Figura 2.7d](#). Este sistema está compuesto por dos subestructuras

independientes, estructura primaria y estructura secundaria. La estructura primaria está compuesta por marcos con conexiones rígidas en los nudos (Figura 2.7b). Por otra parte, la estructura secundaria está compuesta por marcos con diagonales con conexiones articuladas, que representan los CRPs (Figura 2.7c).

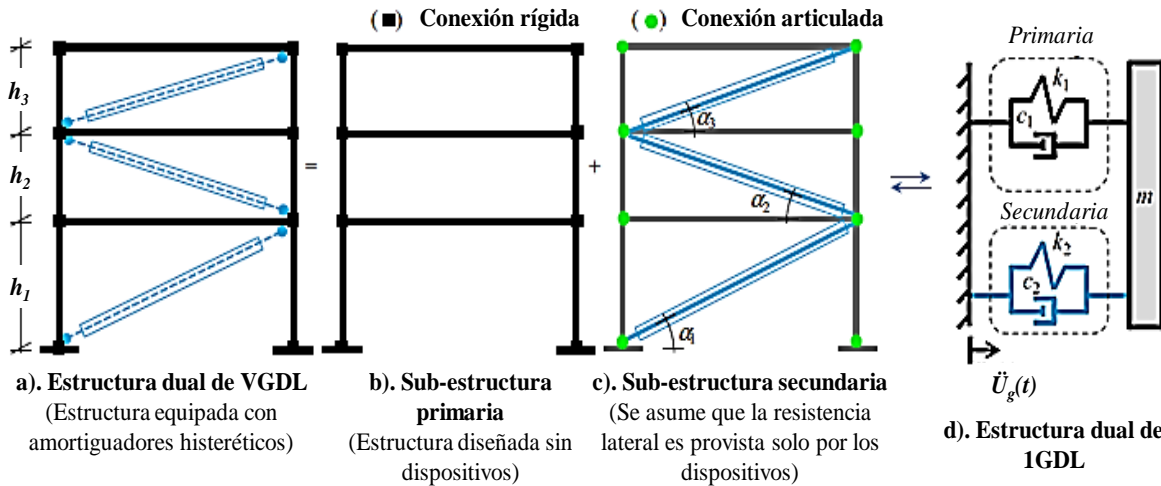


Figura 2.7. Sistema de VGDL equipadas con CRP representada por un oscilador dual de 1GDL (Guerrero, 2016)

En esta metodología, primero debe determinarse si los desplazamientos de la estructura simplificada en un sistema equivalente de 1GDL cumplen con las distorsiones máximas de entrepiso, relacionados con los objetivos de diseño asociados a niveles de desempeño sísmico. De no ser así, los desplazamientos excedidos pueden reducirse utilizando CRPs con un porcentaje de participación adecuado.

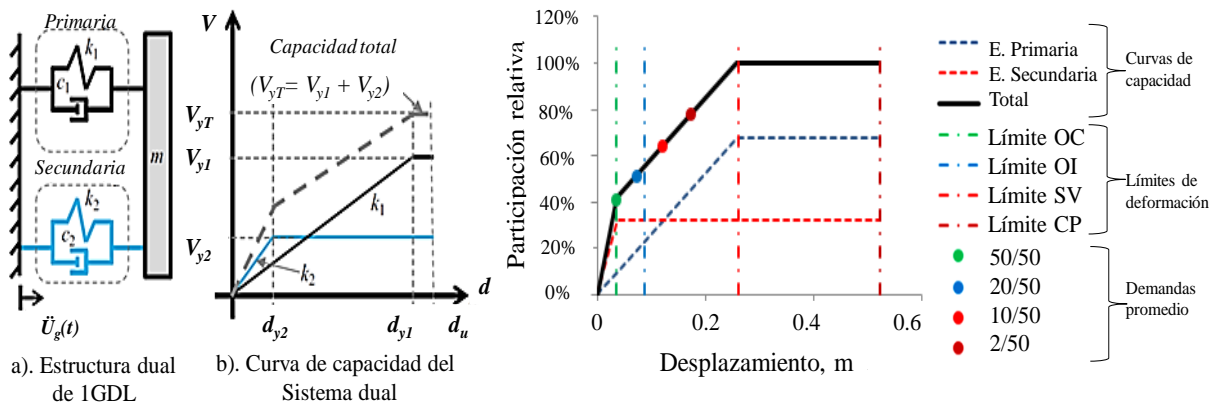


Figura 2.8. Curva de comportamiento del sistema dual (Guerrero, 2016)

Una vez decidida la configuración de la colocación de los dispositivos a partir del comportamiento del sistema equivalente a 1GDL, tal como se muestra en la Figura 2.8, el sistema dual debe cumplir con los objetivos de diseño.

Para conocer si el sistema dual cumple con los objetivos de diseño, este sistema debe ser simulado con la ecuación de movimiento (2.1),

$$\ddot{u}(t) + 2(\xi_1 + \xi_2) \frac{2\pi}{T} \dot{u}(t) + \left[\frac{f_{s_1}(u, \dot{u})}{m} + \frac{f_{s_2}(u, \dot{u})}{m} \right] = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.1)$$

dónde:

u , \dot{u} y \ddot{u} son desplazamiento, velocidad y aceleración, respectivamente.

\ddot{u}_g es la aceleración del suelo

ξ_1 y ξ_2 son las relaciones de amortiguamiento para el sistema primario y secundario del oscilador dual.

T es el periodo del oscilador dual

m es la masa modal

$f_{s_1}(u, \dot{u})$ y $f_{s_2}(u, \dot{u})$ son las fuerzas de cada sistema (primario y secundario) del oscilador dual.

2.5. Diseño de sistemas estructurales equipados con CCs

El comportamiento del sistema de contraventeos queda regido por la capacidad de fluencia por tensión y pandeo por compresión de los CCs (Tapia, 2016).

El uso de los CCs para diseño de estructuras sismo resistentes permite a la estructura principal incursionar en el intervalo inelástico. Es decir, tras un evento sísmico, el edificio disipará energía por medio de daño estructural. Sin embargo, un buen diseño involucra también que el daño se presente de forma progresiva en elementos de menor a mayor importancia, sugiriendo un comportamiento columna fuerte, viga débil y contraventeo más débil.

Con el propósito de que se desarrolle el mecanismo de colapso objetivo, es necesario que los contraventeos sean diseñados considerando las demandas máximas obtenidas de las combinaciones de cargas de un análisis modal espectral. Las resistencias de los contraventeos según las NTC-DEA (2017), para CCs de ductilidad baja ($Q=2$) son, a tensión: la resistencia menor obtenida por la resistencia esperada por fluencia, los valores de diseño obtenidos del análisis o la fuerza máxima que pueda desarrollar el sistema; mientras que a compresión: la resistencia en las diagonales será expresada por $0.30R_c$ donde R_c es la resistencia a compresión del elemento.

Unas de las restricciones adicionales para el diseño de las diagonales son que, el sistema secundario (sistema de contraventeos) sea capaz de resistir entre el 30 y 70% de los cortantes máximos a los que estará expuesto el sistema, además, los contraventeos deberán tener una relación de esbeltez no mayor a $4.0\sqrt{E/F_y}$ y las relaciones ancho/grueso deben satisfacer los valores para miembros de ductilidad media es decir: $b/t \leq 0.64\sqrt{E/F_y}$.

Esto con la finalidad de limitar la disminución de la resistencia global a compresión de las diagonales, que es prácticamente la que rige el diseño.

3. Sistemas estructurales estudiados

3.1. Características generales de los marcos analizados

Las estructuras diseñadas y estudiadas previamente por Guerrero et al. (2017) tienen una altura de primer entrecimso de 4.0 m y 3.0 m en entrecimso subsecuentes. El acero estructural empleado para los elementos principales (vigas y columnas) de cada estructura tiene una resistencia de fluencia $f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$, mientras que sus elementos secundarios (CRPs y CCs) fueron modelados con un acero de resistencia a la fluencia $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

Las cargas de diseo utilizadas por entrecimso y en la azotea son las presentadas en las tablas 3.1 y 3.2, respectivamente. Se aclara que el peso propio de los elementos estructurales se considero directamente en el modelo estructural.

Tabla 3.1. Cargas muertas y cargas vivas de entrecimso para cada modelo de acero estructural

Descripción	Carga
Instalaciones	70 kg/m ²
Muros divisorios	100 kg/m ²
Carga reglamentaria adicional	40 kg/m ²
Carga de losa	240 kg/m ²
Subtotal carga muerta	450 kg/m²
Carga viva	250 kg/m ²
Carga muerta	300 kg/m ²

Tabla 3.2. Cargas muertas y cargas vivas de azotea para cada modelo de acero

Descripción	Carga
Losa maciza	240 kg/m ²
Relleno p/pendiente	100 kg/m ²
Recubrimientos	50 kg/m ²
Impermeabilizante	10 kg/m ²
Carga reglamentaria adicional	20 kg/m ²
Plafón e instalaciones	30 kg/m ²
Subtotal carga muerta	450 kg/m²
Carga viva	50 kg/m ²
Carga muerta	300 kg/m ²

3.2. Estructuras sin disipadores

Estas estructuras fueron diseñadas con el fin de que los elementos principales resistieran las cargas gravitacionales y laterales producto de las demandas sísmicas, cumpliendo con los criterios establecidos por las [NTC-DEA. \(2017\)](#).

Las características de columnas y vigas para cada estructura del Caso 0, así como el periodo de vibración se presentan en la [Tabla 3.3](#)

Tabla 3.3. Dimensiones de los elementos estructurales del Caso 0

Estructura	Periodo (s)	Nivel	Columnas (Perfiles HSS)	Trabes
3 niveles	0.89	1	500.0x25.0	W21x68
		2	500.0x25.0	W21x68
		3	500.0x19.0	W21x62
6 niveles	1.17	1 al 3	600.0x38.0	W27x94
		4 al 6	600.0x19.0	W27x84
9 niveles	1.41	1 al 3	900.0x38.0	W27x129
		4 al 6	900.0x25.0	W27x102
		7 al 9	800.0x19.0	W27x84

3.3. Estructuras equipadas con CRPs

El diseño de los CRPs se realizó con la metodología empleada por Guerrero (2016) utilizando una distribución de contraventeos con la filosofía de estructuras rígidas Ji (2003). Las Tablas 3.4 a 3.6 muestran la distribución de áreas de los CRPs empleadas para cada estructura. La [Tabla 3.7](#) muestra las secciones de los elementos de la estructura principal.

Tabla 3.4. Áreas empleadas en el diseño de CRPs para el marco de 3 niveles (Caso 1)

Nivel	Área (cm ²)
1	18.00
2	11.05
3	4.91

Tabla 3.5. Áreas empleadas en el diseño de CRPs para el marco de 6 niveles (Caso 1)

Nivel	Área (cm ²)
1	105.00
2	83.05
3	65.73
4	48.40
5	31.08
6	13.90

Tabla 3.6. Áreas empleadas en el diseño de CRPs para el marco de 9 niveles (Caso 1)

Nivel	Área (cm ²)
1	127.00
2	107.44
3	93.73
4	80.01
5	66.16
6	52.32
7	38.61
8	24.93
9	11.05

Tabla 3.7. Dimensiones de los elementos estructurales del Caso 1

Estructura	Periodo (s)	Nivel	Columnas (Perfiles HSS)	Trabes
3 niveles	0.712	1	500.0x19.0	W21x68
		2	500.0x13.0	W21x68
		3	500.0x13.0	W21x62
6 niveles	0.97	1 al 3	500.0x16.0	W24x68
		4 al 6	500.0x13.0	W24x68
9 niveles	1.20	1 al 3	500.0x25.0	W24x68
		4 al 6	500.0x16.0	W24x68
		7 al 9	500.0x13.0	W24x68

3.4. Estructuras equipadas con CCs

Para alcanzar los periodos obtenidos por las estructuras equipadas con CRPs empleando CCs, y después de un análisis estático lineal empleando los requisitos establecidos por las NTC-DEA (2017) se obtuvieron las secciones que se muestran en la [Tabla 3.8](#).

Tabla 3.8. Dimensiones de los elementos estructurales del Caso 2

Estructura	Periodo (s)	Nivel	Columnas (Perfiles HSS)	Trabes	CCs (Perfiles HSS)
3 niveles	0.712	1	500.0x19.0	W21x68	10x10x3/8
		2	500.0x13.0	W21x68	9x9x3/8
		3	500.0x13.0	W21x62	7x7x3/8
6 niveles	0.97	1 al 3	500.0x16.0	W24x68	12x12x5/8
		4 al 6	500.0x13.0	W24x68	10x10x1/2
9 niveles	1.20	1 al 3	500.0x25.0	W24x68	12x12x5/8
		4 al 6	500.0x16.0	W24x68	10x10x5/8
		7 al 9	500.0x13.0	W24x68	8x8x1/2

Tal y como lo establecen las NTC-DEA (2017), la relación de esbeltez de cada CCs no debe ser mayor a $4.0\sqrt{E/F_y} = 4.0\sqrt{2040000/2530} = 113.80$ y la relación $b/t < 0.64\sqrt{E/F_y} = 18.21$. Estas relaciones se presentan en la Tabla 3.9. Se puede apreciar que la relación ancho/grueso de los CCs, del primer nivel del edificio de tres niveles y, de los niveles cuatro a seis del edificio de seis niveles, exceden la relación b/t establecida por las NTC-DEA (2017). Sin embargo, el porcentaje de excedencia es apenas del 1.5%, por lo que se asume que por esta mínima diferencia, estas secciones no pueden considerarse susceptibles al pandeo local.

Tabla 3.9. Relación de esbeltez de cada CCs empleado en las estructuras del Caso 2

Estructura	Periodo (s)	Nivel	CCs (Perfiles HSS)	Relación de esbeltez (KL/r)	Relación ancho/grueso (b/t)
3 niveles	0.712	1	10x10x1/2	77.5	18.5
		2	9x9x1/2	82.5	16.4
		3	7x7x3/8	107.7	17.1
6 niveles	0.97	1 al 3	12x12x5/8	65.8	17.7
		4 al 6	10x10x1/2	75.0	18.5
9 niveles	1.20	1 al 3	12x12x5/8	65.8	17.7
		4 al 6	10x10x5/8	75.2	14.2
		7 al 9	8x8x1/2	95.24	14.2

3.5. Modelos matemáticos

Para llevar a cabo el análisis no lineal de cada estructura para cada uno de los casos descritos previamente, se empleó el programa Opensees (2006).

Opensees es un sistema abierto que permite simular la respuesta sísmica de sistemas estructurales y geotécnicos. Es una herramienta robusta para modelar y analizar la respuesta no lineal de sistemas utilizando una amplia gama de modelos de materiales, elementos y algoritmos de solución. A su vez proporciona métodos estáticos y dinámicos no lineales, solucionadores de ecuaciones y métodos para manejar restricciones.

Opensees permite modelar plasticidad distribuida en elementos, mediante el uso de fibras en las secciones transversales.

Los modelos distribuyen la plasticidad mediante integraciones numéricas a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de la longitud del miembro. Los modelos de material uniaxial se definen para capturar las características de esfuerzo-deformación axial históricas no lineales en cada fibra.

Para modelar columnas y vigas de cada estructura analizada se utilizó el material *Steel02* del modelo Giuffré-Menegotto-Pinto, el cual permite incluir el endurecimiento isotrópico por deformación. Cuando las vigas y columnas convergen en un punto, se considera una superposición de secciones transversales donde no hay deformaciones, para definir estas

zonas rígidas se emplearon elementos elásticos con área y momento de inercia diez veces mayores a la de los elementos.

Las secciones transversales de los elementos principales de cada modelo fueron discretizadas para poder modelar la plastificación progresiva de la sección transversal a lo largo de los análisis inelásticos. Estas divisiones se hicieron en ocho fibras en cada dirección para las columnas, mientras que las vigas fueron discretizadas en 32 fibras del mismo tamaño. Esto se hizo con el fin de obtener resultados racionales pero sin incrementar demasiado el tiempo de análisis al agregar más fibras de las necesarias según las recomendaciones de [Tapia et. al. \(2016\)](#).

Los contraventeos restringidos al pandeo se modelaron con el material *Steel02* del modelo Giuffré-Menegotto-Pinto; con las características del acero A36. Su sección cuadrada fue discretizada en 36 fibras del mismo tamaño. Al igual que un CRP comercial, se modelaron extremos rígidos o sin fluencia.

Los contraventeos convencionales se modelaron como se describe a continuación ([Figura 3.1](#)):

- *Material.* Para modelar el material característico de estos elementos, se empleó el comando *Steel02* del modelo Giuffré-Menegotto-Pinto, con las características del acero A36. Se incluyeron los efectos de fatiga. Para ello el programa utiliza un algoritmo de recuento de cada ciclo de cargas para acumular daños en un material sin afectar la relación esfuerzo-deformación del material original. El esfuerzo de los elementos se vuelven cero cuando el nivel de daño de fatiga llega al límite.

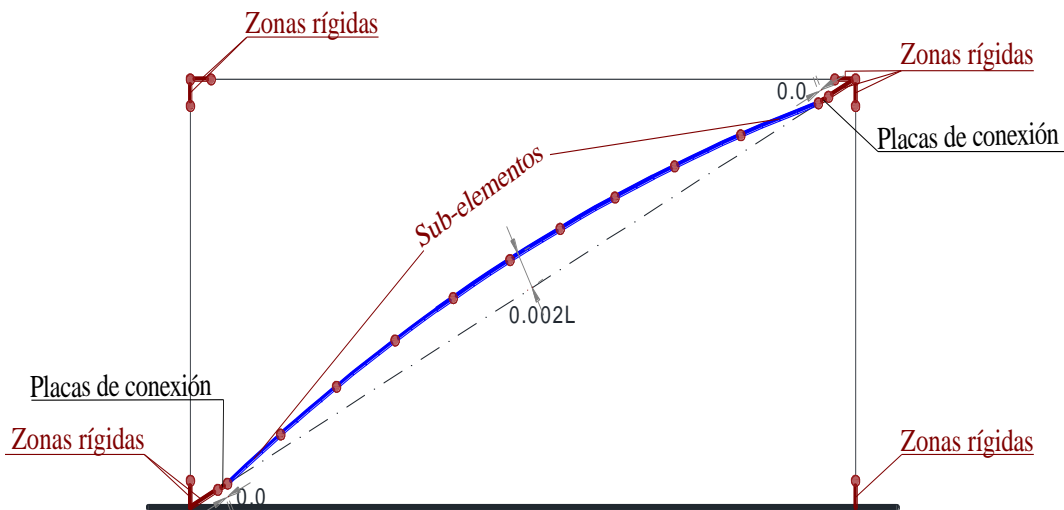


Figura 3.1. Diseño general del modelo

- *Deformación inicial.* Debido a los procesos de fabricación, los elementos estructurales tienen deformaciones iniciales en el centro del claro que deben ser representadas en el modelo. El estándar AISC 360-10 (2010) establece que una

buena aproximación en la deformación inicial de los CCs es de $L/1000$. Dicleli, M y E E Calik (2008), proponen un método que involucra la relación de esbeltez de los elementos estructurales.

Un resumen de este método se muestra en la [Figura 3.2](#), donde el porcentaje de la división de la deformación inicial Δ entre la longitud del elemento L está en función de la relación de esbeltez. Para modelar los CCs de las estructuras estudiadas correspondientes al Caso 2, se utilizó un porcentaje de 0.20%, equivalente a $L/500 = 0.002L$ asociado al promedio de la relación de esbeltez de los CCs empleados en cada estructura que se presentan en la [Tabla 3.9](#).

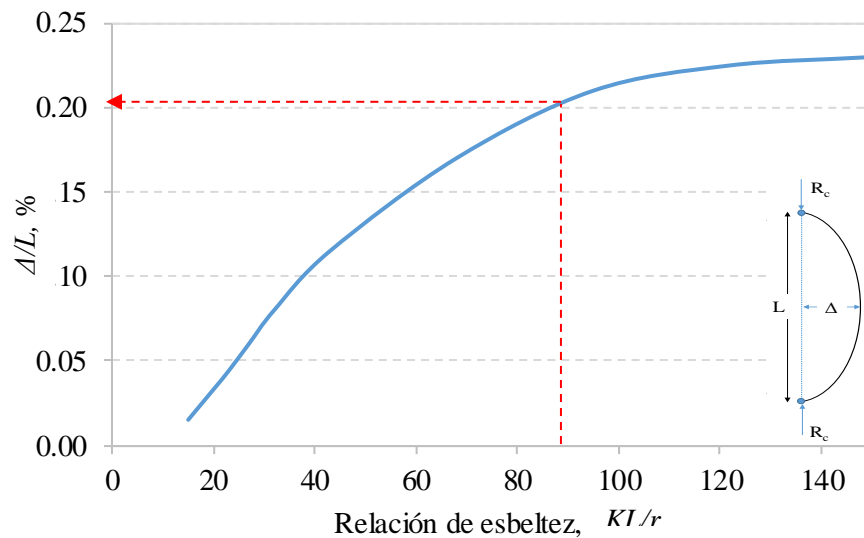


Figura 3.2. Evaluación del intervalo de deformación inicial con la ecuación de Dicleli, M y E E Calik (2008)

- División de los CCs en subelementos.** los CCs deben ser divididos en varios subelementos, siguiendo la trayectoria de la parábola asociada a la deformación inicial al centro del claro del elemento, con el fin de obtener buenos resultados de la capacidad de carga axial a compresión de los CCs.

En el estudio paramétrico que realizó Tapia (2016) se concluye que a partir de la división de los CCs en ocho subelementos, los resultados obtenidos ante cargas axiales máximas comparadas con las cargas axiales teóricas son precisos; por lo que dividir en más partes es innecesario y además implica mayor tiempo de cómputo. En los modelos realizados en este estudio, se emplearon diez subelementos, como se observa en la [Figura 3.1](#).
- Placas de conexión.** Para poder colocar las características de las placas en las conexiones que unen las zonas rígidas con los subelementos de los CCs, se empleó un elemento llamado *zero length*, el cual permite modelar las propiedades de un elemento de longitud cero para representar la relación de fuerza-deformación en el elemento.

4. Respuesta sísmica

El estudio por medio del análisis no lineal se llevó a cabo para estructuras de tres, seis y nueve niveles para los casos 0, 1 y 2. Estas estructuras fueron sometidas a 30 movimientos sísmicos, donde, las respuestas máximas obtenidas en términos de velocidades de piso, aceleraciones de piso y distorsiones de entrepiso, fueron registradas y promediadas para cada estructura y caso.

4.1. Distorsiones de entrepiso

Las distorsiones de entrepiso son parámetros relacionados con el daño a elementos estructurales y no estructurales de un edificio. También, es uno de los parámetros que indican si una estructura ha colapsado.

Para registrar que el colapso se presenta en una estructura, el edificio debe experimentar una distorsión de entrepiso que sobrepase un límite dado (por ejemplo: 0.02) de distorsión al ser sometido a un movimiento sísmico.

4.1.1. Estructura de tres niveles

Los promedios de distorsiones máximas para cada caso de la estructura de tres niveles, cada intensidad sísmica, se muestran en la [Figura 4.1](#). Para aceleraciones máximas de piso de 0.05g y 0.10g las distorsiones máximas promedio, se ven valores de comportamientos muy similares entre los casos 1 y 2, y a la vez puede notarse una ventaja de los mismos en comparación al Caso 0. A medida que las intensidades sísmicas incrementan, se observa que el Caso 2 comienza a experimentar mayores distorsiones que el Caso 1, aunque menores a las distorsiones que presenta el Caso 0 hasta la intensidad 0.25g. Es hasta una intensidad de 0.30g que las distorsiones que experimenta la estructura del Caso 2 son mayores a las experimentadas por la estructura del Caso 0.

Puede notarse, además, una ventaja de la estructura del Caso 1 frente a las estructuras del Caso 0 y 2. Cuando la intensidad es de 0.4g la estructura de los casos 0 y 2 sobrepasan el límite de distorsión de colapso; mientras que la estructura del Caso 1 no alcanza este grado de distorsión.

4.1.2. Estructura de seis niveles

Los promedios de las distorsiones de entrepiso máximas para la estructura de seis niveles se muestran en la [Figura 4.2](#). Para las intensidades de 0.05g y 0.10g los casos 1 y 2 tienen demandas muy parecidas y las distorsiones del Caso 0 son mayores.

A partir de intensidades de 0.15g hasta 0.20g se observan diferencias entre los tres casos, siendo el Caso 1 el que tiene las distorsiones menores. El Caso 0 muestra las distorsiones mayores. A partir de la intensidad 0.30g, los casos 0 y 2 tienen distorsiones mayores y sobrepasan el límite de distorsión establecido. El Caso 1 alcanza el límite de distorsión sólo ante intensidades sísmicas de 0.40g.

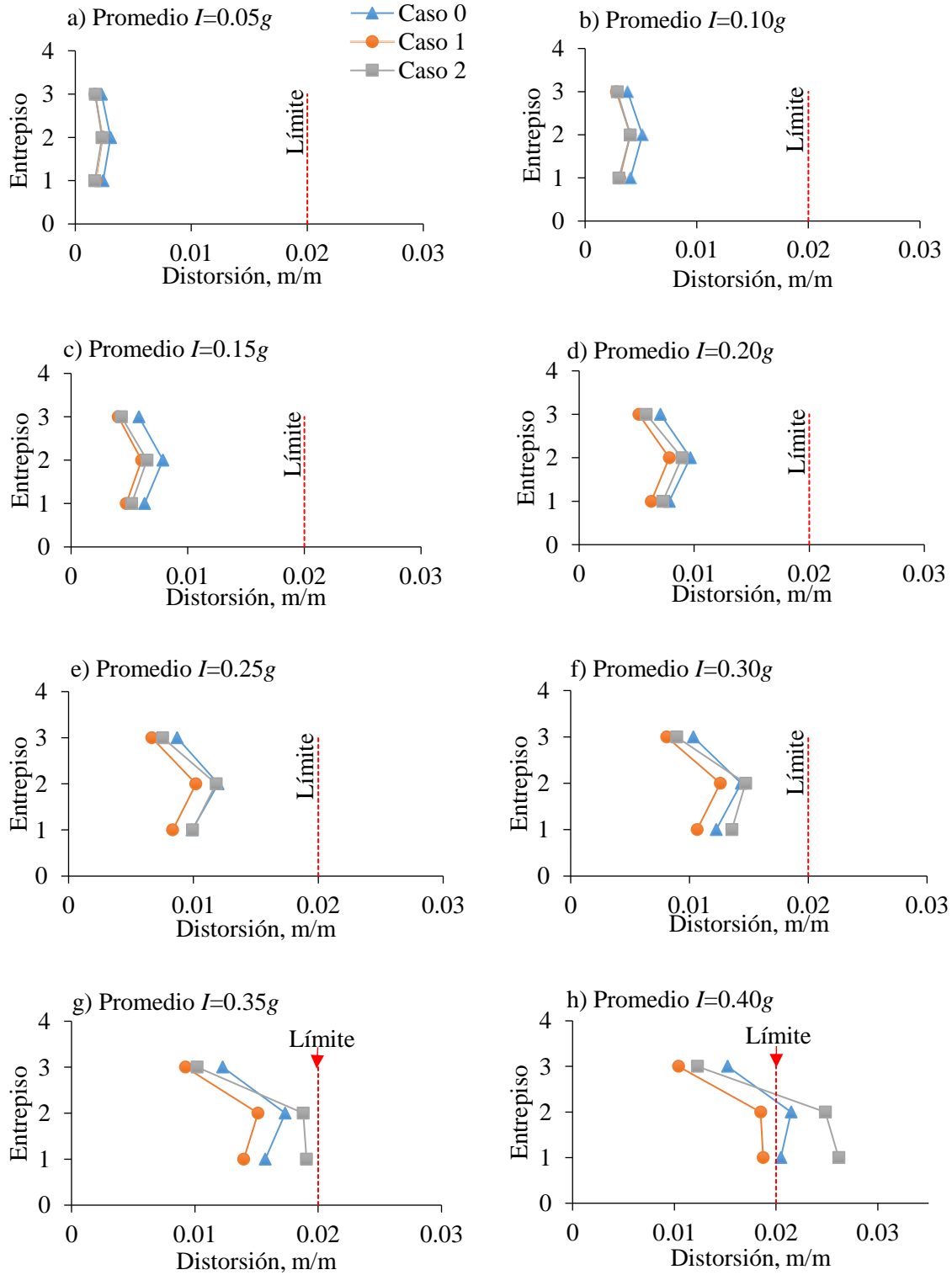


Figura 4.1. Promedios de distorsiones máximas de entrepiso de los edificios de tres niveles

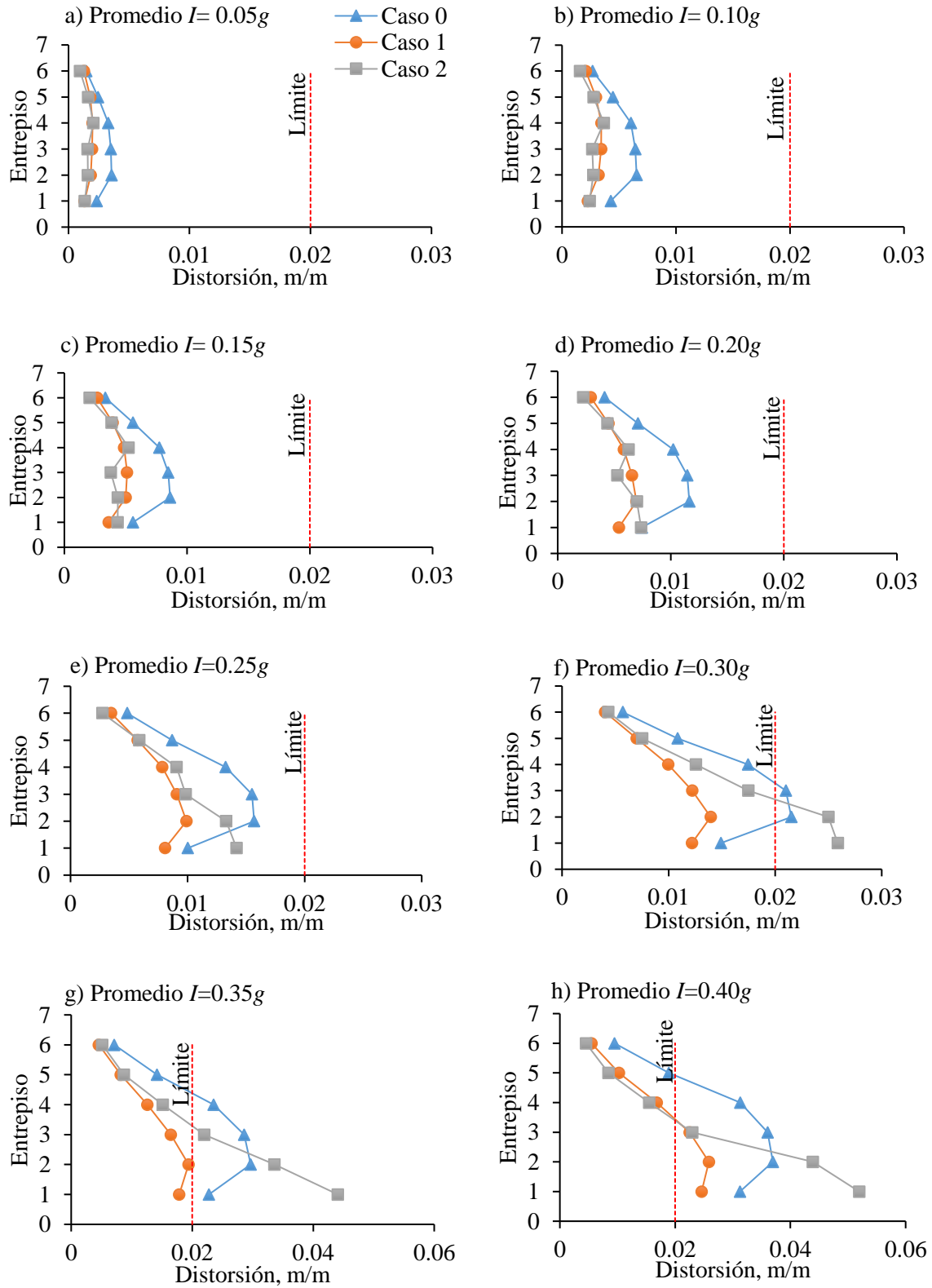


Figura 4.2. Promedios de distorsiones máximas de entrepiso de los edificios de seis niveles

4.1.3. Estructura de nueve niveles

Las demandas de distorsión de entrepiso para la estructura de nueve niveles se muestran en la Figura 4.3. Nótese que las estructuras de nueve niveles fueron evaluadas únicamente para cinco niveles de intensidades sísmicas, debido a que, con cada uno de los 30 movimientos sísmicos analizados de intensidad sísmica de 0.25g, la estructura de nueve niveles de cada caso de estudio, presentó colapso. Al igual que las estructuras de tres y seis niveles, las distorsiones de los casos 1 y 2 son muy parecidos en las primeras dos intensidades evaluadas y la estructura del Caso 0 presenta las mayores demandas. El comportamiento con la intensidad de 0.20g muestra que las distorsiones máximas promedio de los casos 0 y 1 son muy semejantes entre sí, mientras que la estructura representada en el Caso 2 sobrepasa el límite de distorsión máximo permitido. Para la intensidad de 0.25g todos los casos sobrepasan el límite de distorsión máximo, siendo el Caso 0 el que presenta demandas mayores.

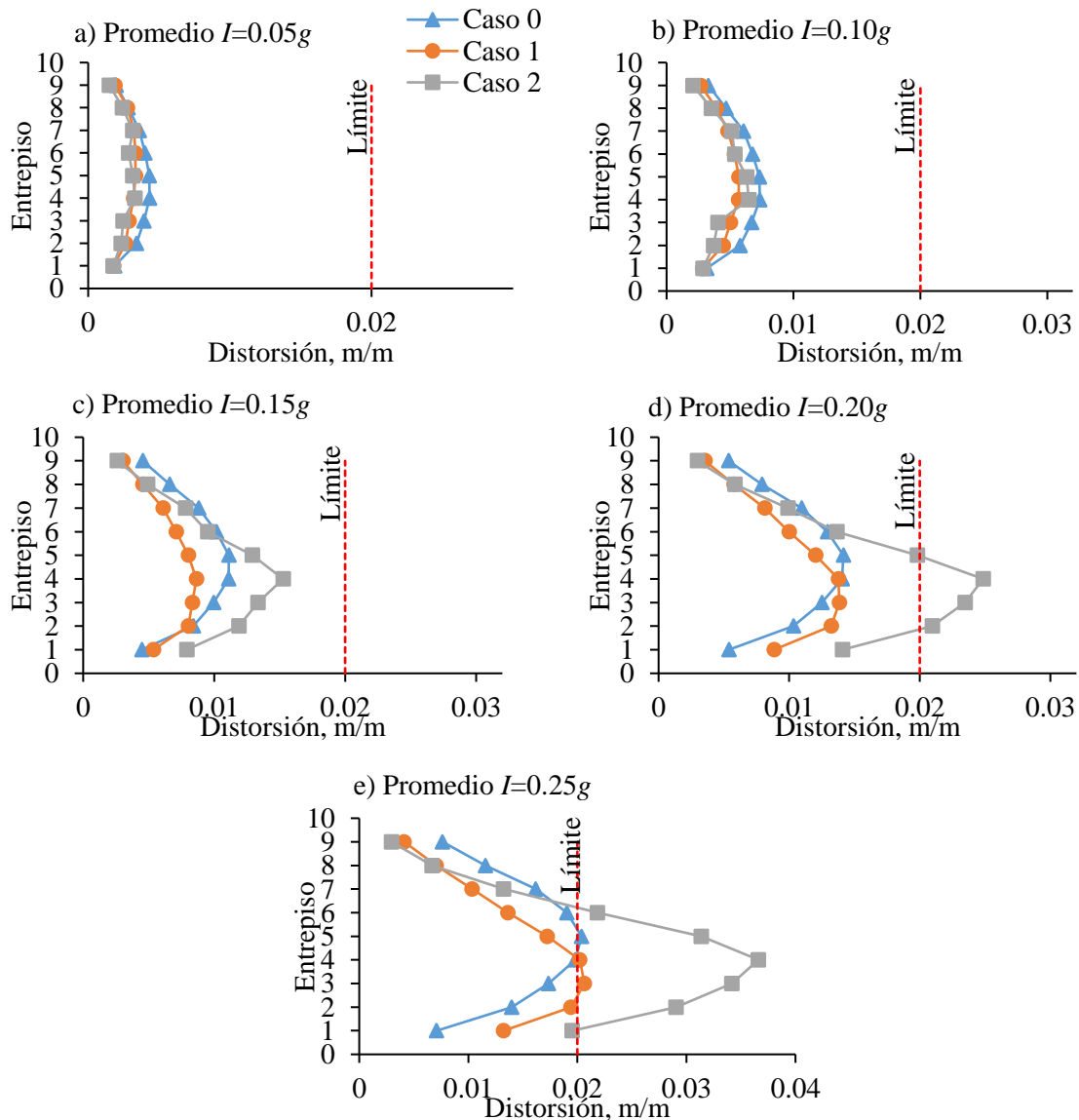


Figura 4.3. Promedios de distorsiones máximas de entrepiso de los edificios de nueve niveles

4.2. Velocidades de piso

Las velocidades y aceleraciones de piso son respuestas que están relacionadas con los daños principalmente a contenidos. El costo de los contenidos pueden incluso ser mayor que aquel de la misma estructura; tal es el caso de los hospitales, museos, etc. Es por eso que el análisis de las velocidades de piso son fundamentales (Oscar y Terán, 2012).

Después de realizar los análisis no lineales se observaron tendencias similares para los edificios de tres, seis y nueve niveles (figuras 4.4, 4.5 y 4.6, respectivamente).

Se puede apreciar que las velocidades de piso del Caso 2 son ligeramente menores que aquellas de los casos 0 y 1 para las intensidades de 0.05g y 0.10g. A medida que las intensidades se incrementan, el Caso 1 tiende a presentar velocidades menores que los casos 0 y 2.

El Caso 0 es el que presenta mayores velocidades de piso en todas las intensidades analizadas excepto en la intensidad de 0.40g para el estudio del edificio de seis, donde las velocidades de piso mayores se observan en el Caso 2.

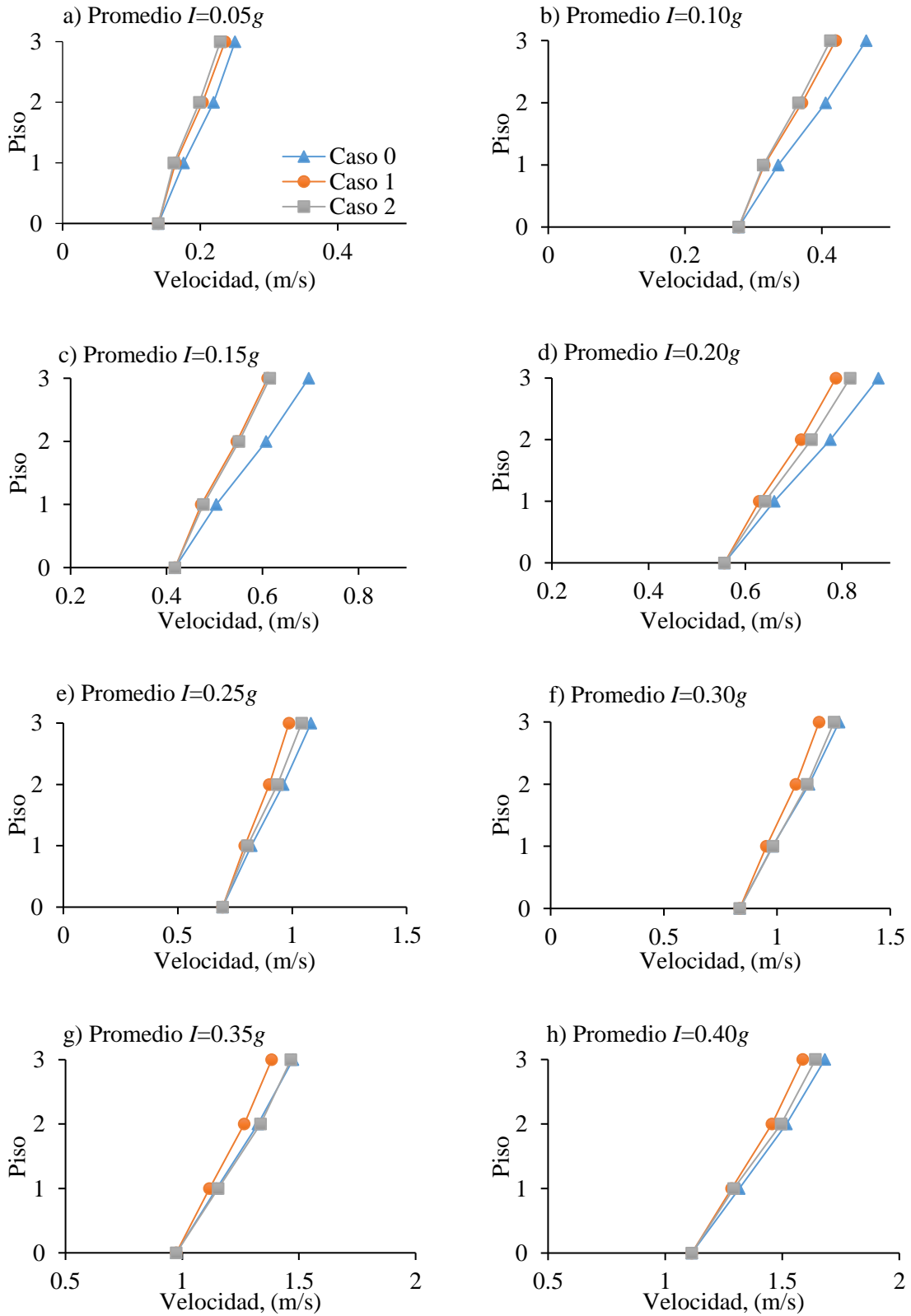


Figura 4.4. Promedios de velocidades máximas de piso de los edificios de tres niveles

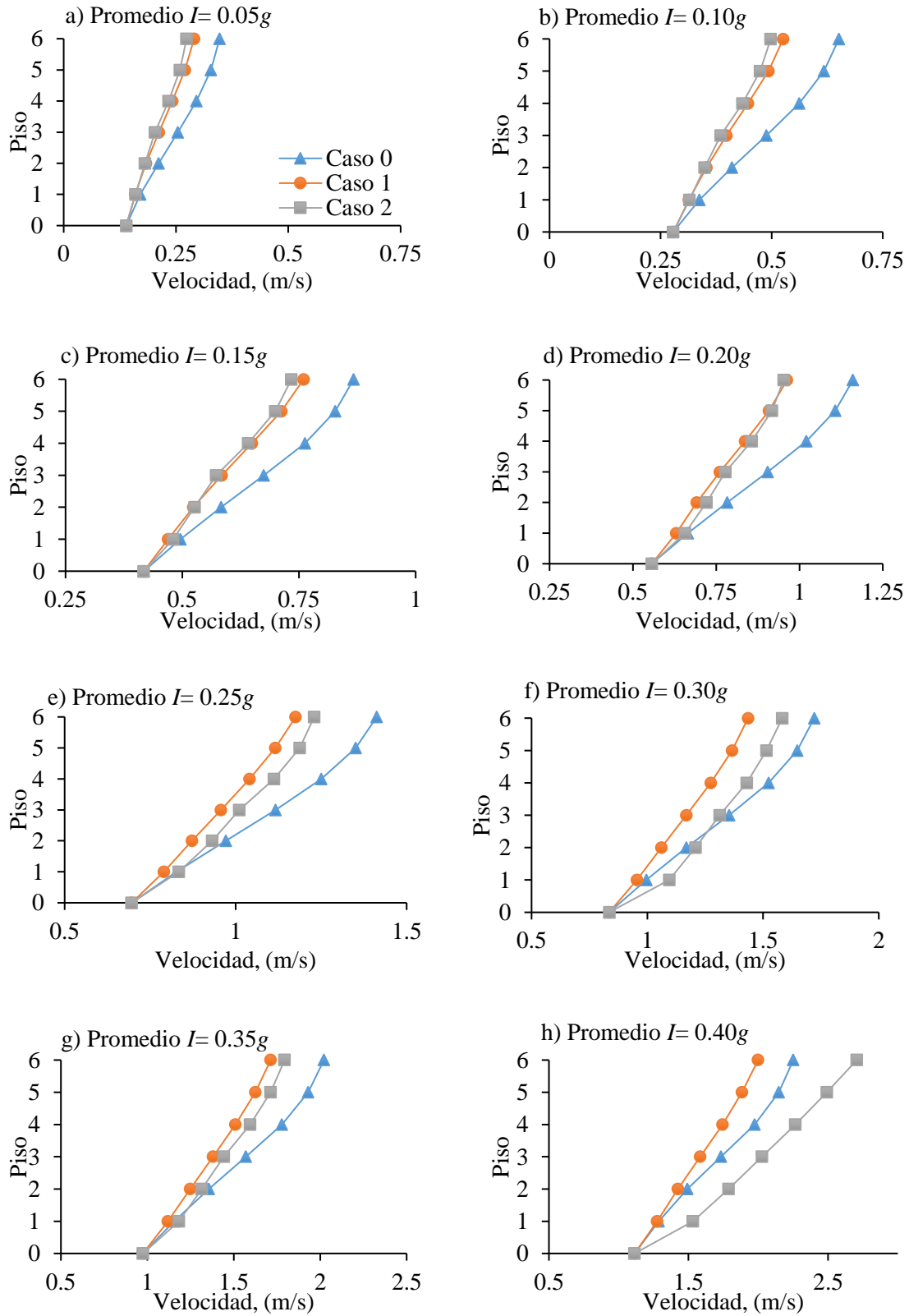


Figura 4.5. Promedios de velocidades máximas de piso de los edificios de seis niveles

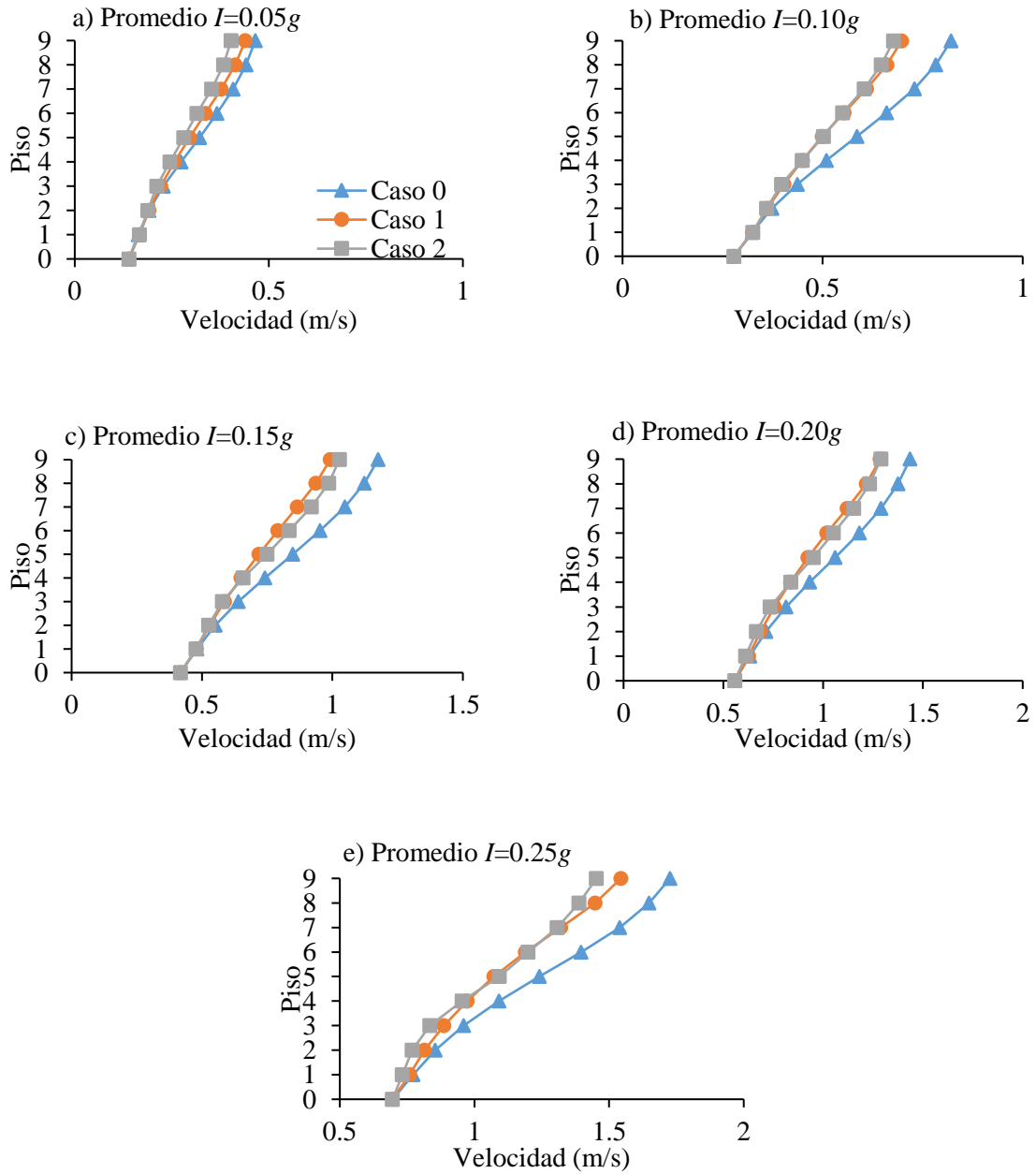


Figura 4.6. Promedios de velocidades máximas de piso de los edificios de nueve niveles

4.3. Aceleraciones de piso

La pérdida de operación de instalaciones estratégicas, como las utilizadas en los hospitales, son originadas principalmente por las demandas de aceleraciones de piso. Es por ello que el estándar FEMA P58 (2012) considera esencial el análisis del efecto de estas demandas sobre sistemas estructurales.

La respuesta de la estructura de tres niveles que se presentan en la [Figura 4.7](#), muestra muy poca variación entre los tres diferentes casos. Sin embargo, aunque la variación es pequeña, para intensidades mayores a 0.10g el Caso 1 muestra el mejor comportamiento comparado con los casos 0 y 2.

En los edificios de seis niveles se presenta un comportamiento diferente al de tres niveles. Con intensidades menores a 0.25g las aceleraciones de cada piso entre los casos 1 y 2 son muy parecidas, incluso se puede observar cierta ventaja del Caso 2 ante los casos 1 y 0. Cuando las intensidades alcanzan el 0.30g el Caso 2 cambia drásticamente siendo este el más desfavorable de los tres.

En el análisis de la estructura de nueve niveles ([Figura 4.9](#)) puede notarse que con una intensidad de 0.05g las aceleraciones de cada piso para los tres casos son prácticamente iguales. Sin embargo, a partir de la intensidad de 0.10g, se observa que las estructuras del caso 0 y 2 presentan las aceleraciones mayores principalmente en pisos superiores.

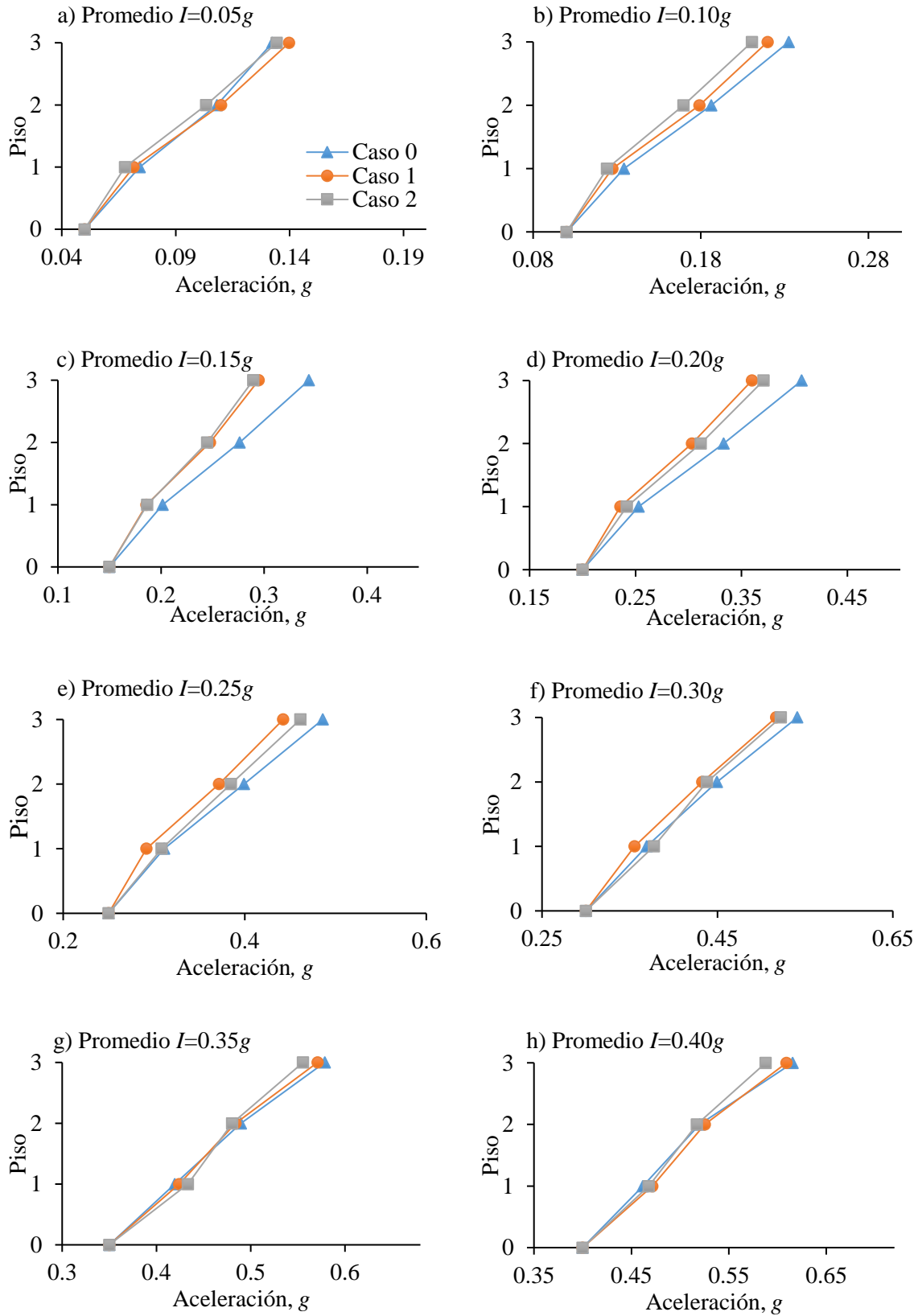


Figura 4.7. Promedios de aceleraciones máximas de piso de los edificios de tres niveles

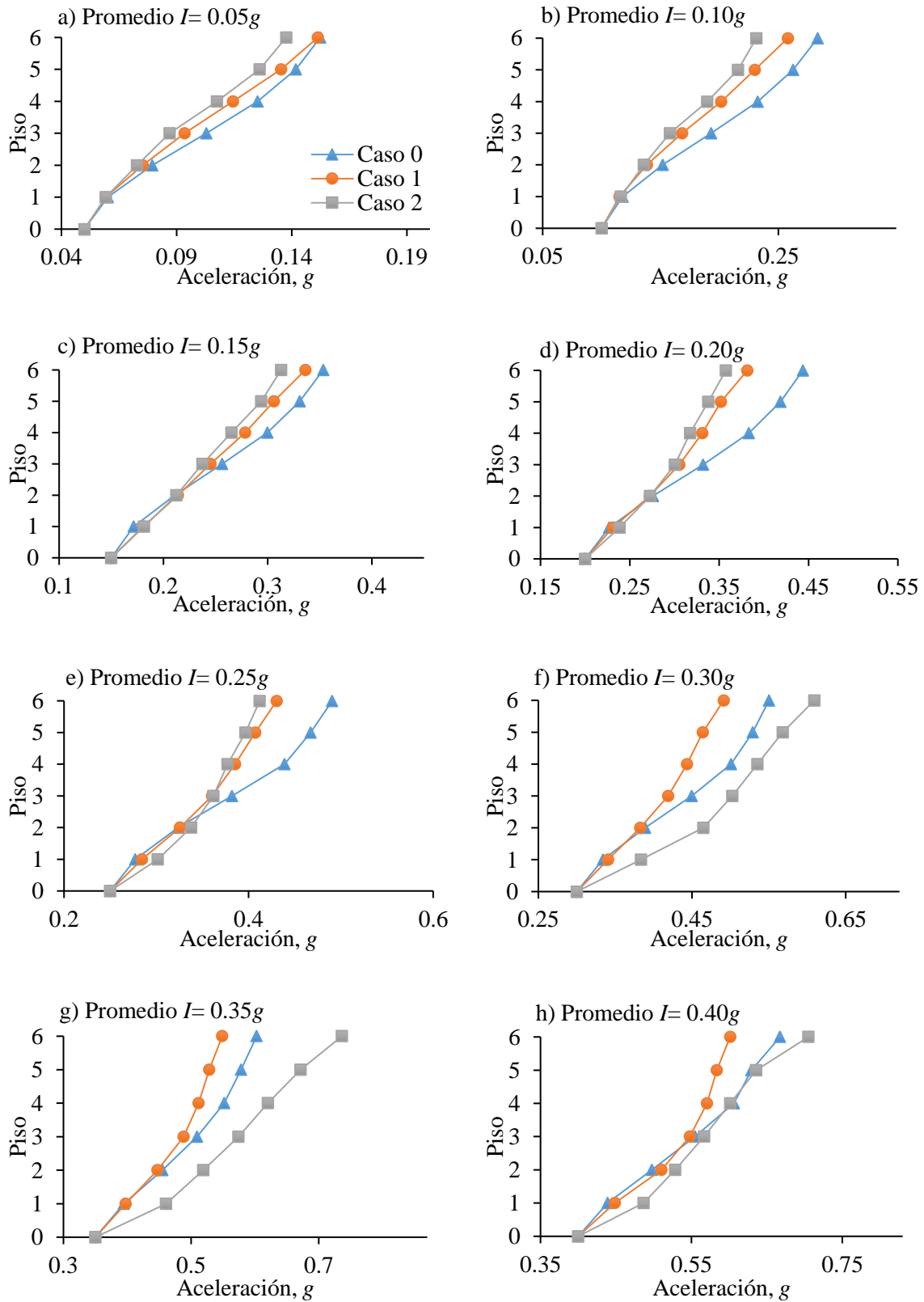


Figura 4.8. Promedios de aceleraciones máximas de piso de los edificios de seis niveles

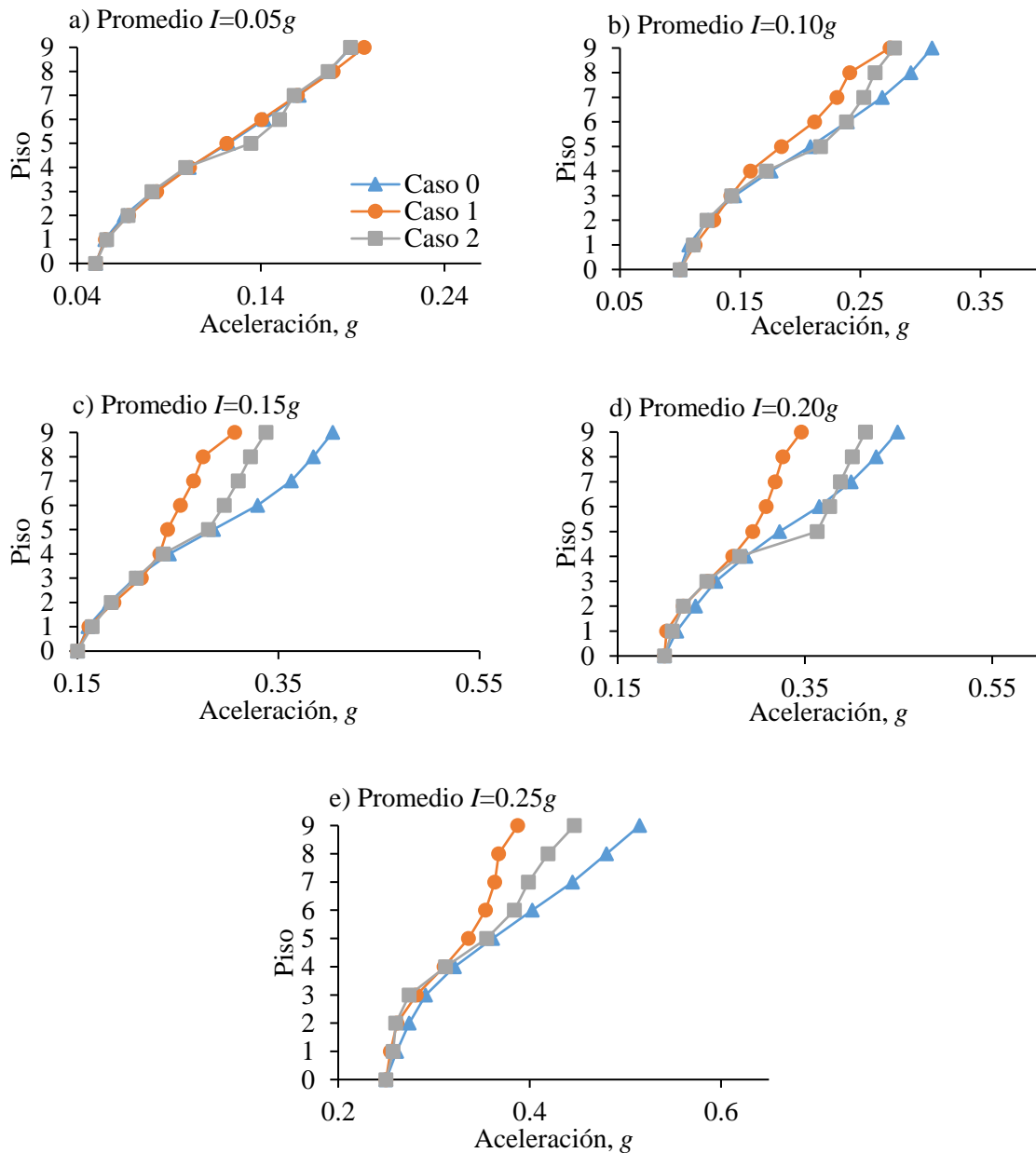


Figura 4.9. Promedios de aceleraciones máximas de piso de los edificios de nueve niveles

4.4. Distorsiones residuales

Aun cuando las estructuras no alcancen daños severos, un factor importante es la distorsión residual. En muchas ocasiones las deformaciones residuales que una estructura sometida a un movimiento sísmico sufre son tan graves que la reparación es poco práctica. El estándar FEMA P58 (2012) establece que reparar una estructura que ha alcanzado una distorsión residual mayor o igual a un 1% es poco práctico y no recomendable.

Los promedios de las distorsiones residuales máximas de entrepiso de los tres casos estudiados de las estructuras de tres, seis y nueve niveles se presentan en las tablas 4.1, 4.2 y 4.3, respectivamente. Como puede notarse, ninguno de los casos bajo las diferentes intensidades evaluadas, originaron distorsiones residuales mayores a 1% (establecido como límite para considerar la reparación). Sin embargo, las distorsiones residuales mayores se presentan en las estructuras del Caso 2.

Tabla 4.1. Promedios de distorsiones residuales máximas de entrepiso de los edificios de tres niveles

Intensidad	Caso 0	Caso 1	Caso 2
0.05g	1.9E-06	7.3E-06	9.8E-06
0.10g	0.00021	1.4E-05	0.0001
0.15g	0.00022	2.95E-05	0.00012
0.20g	0.00061	0.0002	0.00042
0.25g	0.00073	0.0004	0.0006
0.30g	0.00085	0.0005	0.0008
0.35g	0.00212	0.0011	0.0020
0.40g	0.00411	0.0026	0.0053

Tabla 4.2. Promedios de distorsiones residuales máximas de entrepiso de los edificios de seis niveles

Intensidad	Caso 0	Caso 1	Caso 2
0.05g	3.61E-07	6.25E-07	5.13E-07
0.10g	1.01E-05	2.68E-06	3.01E-05
0.15g	0.00016	5.50E-05	0.00014
0.20g	0.00045	0.00023	0.00041
0.25g	0.00053	0.00027	0.00050
0.30g	0.00068	0.00042	0.00099
0.35g	0.00232	0.00091	0.00305
0.40g	0.00529	0.00253	0.00523

Tabla 4.3. Promedios de distorsiones residuales máximas de entrepiso de los edificios de nueve niveles

Intensidad	Caso 0	Caso 1	Caso 2
0.05g	1.10E-07	2.42E-07	7.9E-06
0.10g	1.15E-05	1.02E-05	3.4E-05
0.15g	0.00014	4.60E-05	5.4E-05
0.20g	0.00040	0.000187	0.00075
0.25g	0.00203	0.000961	0.00522

4.5. Probabilidad de colapso

La probabilidad de colapso de una estructura es expresada mediante la función de fragilidad de colapso. Para construir estas funciones se realiza el siguiente procedimiento:

1. Definir los criterios que representan el colapso de la estructura. Los criterios recomendados por FEMA P58 (2012) y utilizados en este análisis son: inestabilidad numérica del programa de análisis estructural y distorsión mayor al límite. Se consideró un límite de 0.02; que es el límite de las NTC-DS (2017)
2. Después de definir los criterios de colapso, se realizan análisis dinámicos no lineales con diferentes niveles de intensidades sísmicas. El número de registros sísmicos recomendado por el estándar FEMA P58 (2012) es de 20 y el número mínimo admitido es de diez. En este estudio se utilizaron 30 registros sísmicos; empleando intensidades de 0.05g a 0.40g en intervalos de 0.05g.
3. Por último se realiza el análisis de los resultados calculados por el programa Opensees (2006) de donde se obtiene el número de movimientos sísmicos que, dada una intensidad, presentan colapso. La probabilidad de colapso de cada estructura para cada nivel de intensidad se obtiene por medio de la ecuación 4.1,

$$P(C|I) = \frac{n}{N} \quad (4.1)$$

dónde n es el número total de colapsos ocurridos de los análisis realizados con la intensidad I , y N es el número total de análisis realizados para la intensidad I . Los datos obtenidos deben ser ajustados a una función de distribución de probabilidad acumulada log-normal como puede observarse en la [Figura 4.10](#). Los puntos de la figura son las probabilidades de colapso obtenidas empleando la ecuación (4.1) y la línea negra es la curva ajustada a la mediana y a la dispersión de los valores obtenidos.

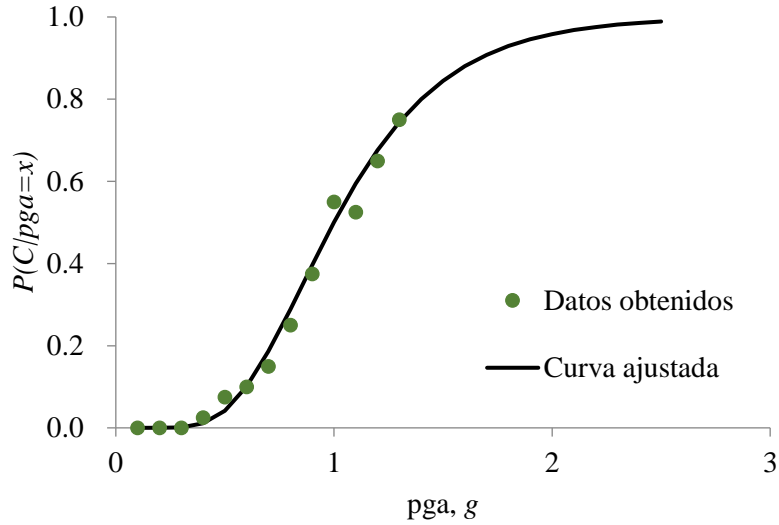


Figura 4.10. Curva de fragilidad de colapso obtenida del ajuste de datos

Empleando el procedimiento descrito se obtuvieron las curvas de fragilidad de colapso, de las estructuras de tres, seis y nueve niveles para los casos 0, 1 y 2. Las curvas se presentan en las figuras 4.11, 4.12 y 4.13. Como puede observarse, el Caso 1 presenta una ventaja notable comparado con los casos 0 y 2, ya que para cada intensidad evaluada, las estructuras del Caso 1 presentan probabilidades de colapso menores que aquellas de las estructuras de los casos 0 y 1.

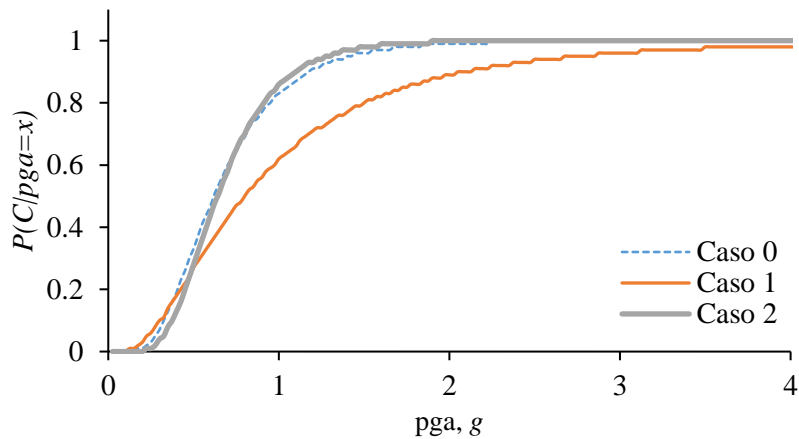


Figura 4.11. Curvas de fragilidad de colapso de los edificios de tres niveles

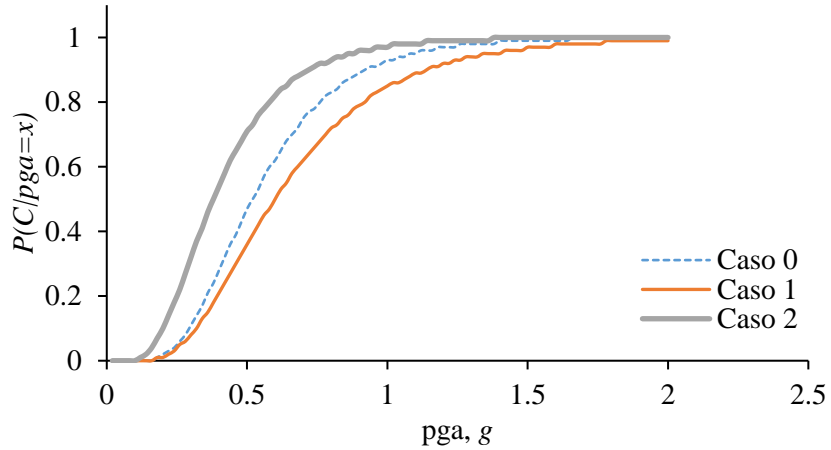


Figura 4.12. Curvas de fragilidad de colapso de los edificios de seis niveles

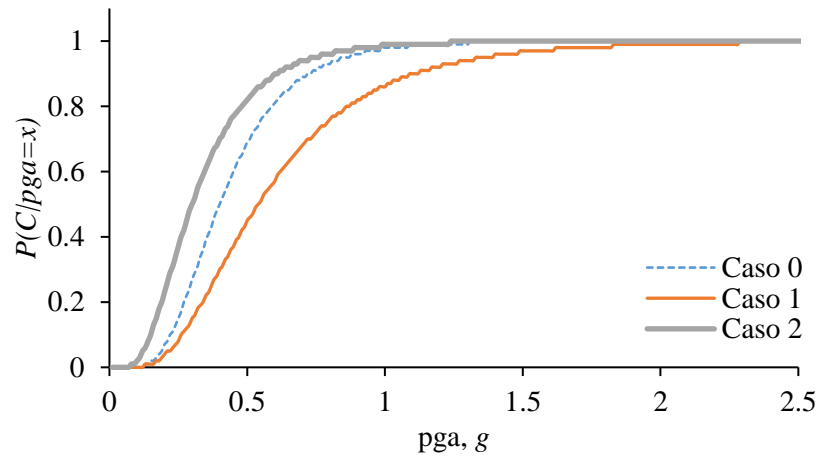


Figura 4.13. Curvas de fragilidad de colapso de los edificios de nueve niveles

5. Evaluación del desempeño económico de las estructuras estudiadas

5.1. Metodología según FEMA P58 (2012)

La evaluación del desempeño de cada estructura analizada empleando la metodología propuesta por el estándar FEMA P58 (2012) consiste en determinar las pérdidas probables y sus respectivas consecuencias en base a la localización, características estructurales, no estructurales y el tipo de ocupación o uso de la estructura. Es decir, se busca obtener de manera cuantitativa las consecuencias de la respuesta de la construcción ante un evento sísmico. Los resultados son significativos para la toma de decisiones de los inversionistas o constructores. El desempeño es medido según recomendaciones de FEMA P58 (2012) de cuatro maneras:

1. *Víctimas/damnificados.* Corresponden al número de personas que podrían resultar heridas de gravedad y el número probable de decesos dentro de la construcción.
2. *Etiquetado de seguridad.* El etiquetado indica el estado del edificio después de realizar una inspección post-sismo. Se especifica si el edificio está en condiciones de seguir operando o es inseguro para los usuarios.
3. *Costos de reparación.* Son costos necesarios para lograr que la estructura vuelva al estado en el que se encontraba antes de haber sucedido el evento sísmico. Evidentemente los costos estarán en función del daño recibido por la estructura, por ejemplo, si no existe colapso, pero el daño es tal que la estructura no puede ser reparada o los costos de reparación son excesivos, la estructura debe ser reemplazada totalmente y en los costos deben incluirse costos por demolición y remoción de escombros.
4. *Tiempo de reparación.* Es el tiempo necesario para reparar la construcción a su condición anterior a la del sismo.

Para el estudio comparativo de los distintos casos de las tres estructuras se emplearon las dos últimas medidas de desempeño correspondientes a costos y tiempo de reparación.

La evaluación del desempeño propuesto en la metodología FEMA P58 (2012) puede realizarse de tres formas distintas:

1. *Por intensidad.* Las evaluaciones basadas en intensidad evalúan el desempeño probable de un edificio asumiendo que está sujeto a una intensidad sísmica específica.
2. *Por escenario.* Las evaluaciones basadas en escenarios evalúan el desempeño probable de un edificio, asumiendo que está sujeto a un escenario sísmico específico que consiste en un evento de magnitud específica que se produce en una ubicación definida con respecto al sitio en el que se encuentra la estructura. Las evaluaciones de escenarios pueden ser útiles para edificios ubicados cerca de una o más fallas activas conocidas. Este tipo de evaluación se puede utilizar para evaluar el desempeño de un edificio en caso de que se repita un movimiento sísmico histórico en estas fallas, o se produzca un evento futuro proyectado. Las evaluaciones basadas en el escenario son muy similares a las evaluaciones basadas en la intensidad, excepto que consideran la incertidumbre en la intensidad del evento sísmico, dado que el escenario ocurra.
3. *Por tiempo.* Las evaluaciones basadas en el tiempo evalúan el desempeño probable de un edificio durante un período de tiempo específico (por ejemplo, 1 año, 30 años o 50 años) teniendo en cuenta todos los eventos sísmicos que podrían ocurrir en ese período de tiempo y la probabilidad de ocurrencia asociada con cada sismo. Las evaluaciones basadas en el tiempo consideran la incertidumbre en la magnitud y ubicación de los sismos futuros, así como la intensidad del movimiento resultante de

estos eventos. El período de tiempo para la evaluación basada en el tiempo depende de los intereses y necesidades de quien toma las decisiones. Las evaluaciones basadas en un año son útiles para las evaluaciones de costo-beneficio utilizadas para decidir entre criterios de desempeño alternativos. Las evaluaciones basadas en el tiempo proporcionan funciones de desempeño similares que expresa la frecuencia con la que se excederá la magnitud del impacto (por ejemplo, costos de reparación o semanas de tiempo de construcción) en un período de tiempo, típicamente un año. Una vez que se ha desarrollado la función de desempeño para un período de un año, se puede convertir fácilmente a otros períodos de tiempo.

La metodología para la evaluación de desempeño se presenta de forma resumida en el diagrama de flujo de la [Figura 5.1](#), la cual se define en cinco etapas:

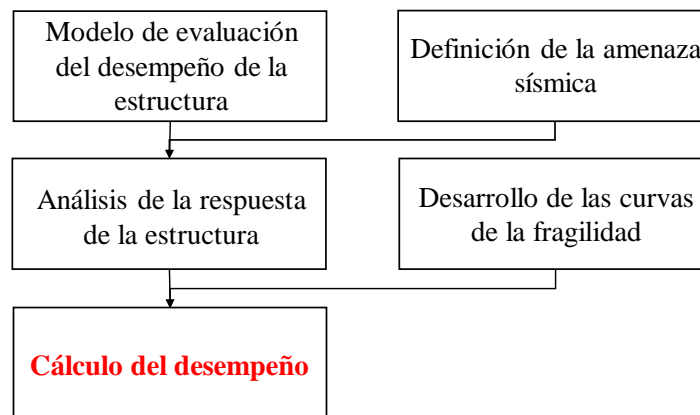


Figura 5.1. Diagrama de flujo de la metodología de evaluación del desempeño (FEMA, 2012)

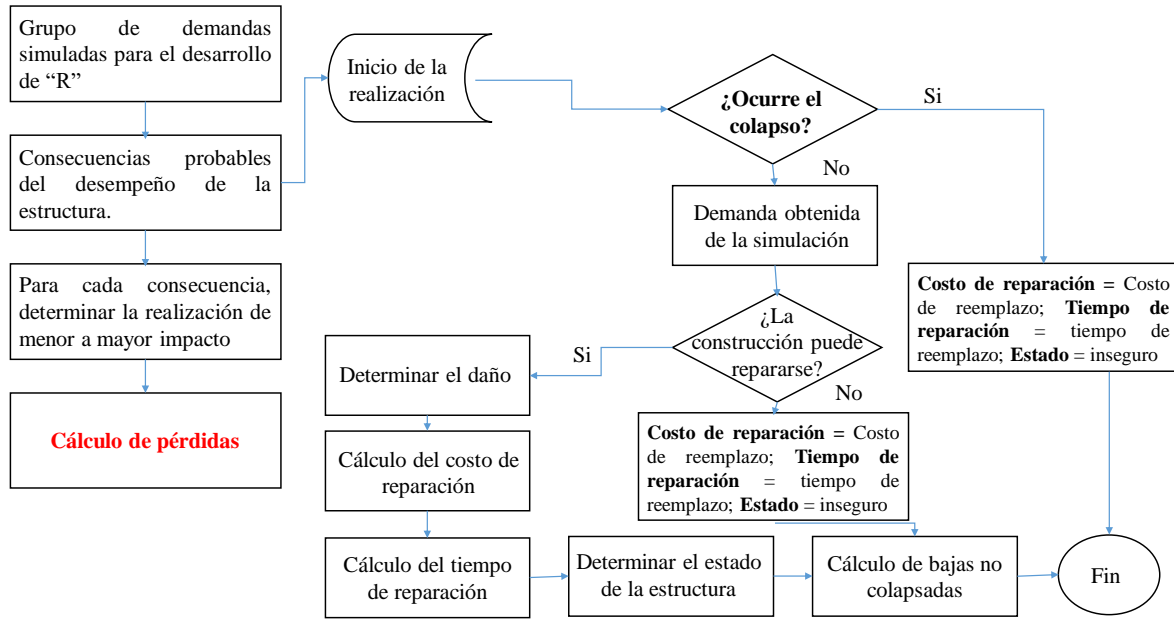
1. *Modelo de evaluación del desempeño de la estructura.* En esta etapa se realiza una recopilación organizada de datos utilizados para definir las partes que integran la estructura en riesgo y su exposición a los peligros sísmicos. Estos datos incluyen la definición de: 1) componentes estructurales y no estructurales que pueden ser dañados por los movimientos sísmicos y 2) componentes y contenidos que pueden dañarse por la respuesta del edificio a los movimientos sísmicos.
2. *Definición de la amenaza sísmica.* La amenaza sísmica es la cuantificación de la intensidad de los efectos que produce un evento (en este caso sísmico), y la probabilidad de que esos efectos de una intensidad dada, pueda ser experimentada. La amenaza sísmica puede ser especificada de diferentes maneras, dependiendo del tipo de evaluación de desempeño y análisis estructural usado.
3. *Análisis de la respuesta de la estructura.* En esta etapa se busca obtener las respuestas sísmicas después de realizar el análisis no lineal de las estructuras. Las respuestas que este método requiere son: aceleraciones y velocidades de piso, distorsiones de entrepiso y distorsiones residuales, así como funciones de fragilidad de colapso, en respuesta a 30

movimientos sísmicos escalados, representativos de la zona en estudio. Para tomar en cuenta las incertidumbres del análisis, como: calidad en la construcción, errores en la creación del modelo, etcétera, tal como se recomienda en el documento FEMA P58 (2012), deben agregarse a la dispersión de los resultados, factores que involucren las diversas fuentes de incertidumbre.

4. *Desarrollo de las curvas de fragilidad.* Como se mencionó en el capítulo anterior, estas curvas representan la probabilidad que tiene determinada estructura de presentar colapso en función de la intensidad máxima de piso y los modos de colapso estructural que son posibles (por ejemplo, colapso de un solo piso, pisos múltiples, pisos completos o parciales). FEMA P58 (2012) emplea estas curvas junto con otras respuestas estructurales obtenidas del análisis no lineal para obtener las pérdidas probables.
5. *Cálculo del desempeño.* Se realiza el cálculo del desempeño de la estructura, con un método de Monte Carlo que toma en cuenta todas las incertidumbres inherentes a los factores que afectan el desempeño sísmico y que FEMA P58 (2012) sugiere. Este proceso es altamente repetitivo en el que el desempeño del edificio se calcula de un gran número (cientos a miles) de realizaciones (R). Cada realización representa un posible resultado del desempeño de la estructura para una intensidad de aceleración máxima de piso. Este procedimiento se resume en el diagrama de la [Figura 5.2a](#). Los cálculos se realizaron en el programa PACT (2012).

El proceso inicia definiendo el número de realizaciones, R que serán llevadas a cabo. El desempeño de la estructura es calculado numerosas veces para explorar el efecto de la incertidumbre en el resultado predicho. Tales resultados de pérdidas posibles se ordenan de menor a mayor para poder definir la curva de desempeño. La curva de desempeño expresa la probabilidad, de alcanzar cierto valor de tamaño de impacto (costo de reparación, tiempo de reparación, etc.), para una intensidad específica (aceleración máxima de piso).

El proceso de cada realización se detalla un poco más en el diagrama de la [Figura 5.2b](#). Este procedimiento consiste en determinar si el edificio presentará colapso ante una demanda aleatoria que se compara con la función de fragilidad de colapso propia de la estructura. El daño recibido por la estructura como resultado de este análisis, puede clasificarse como: colapso total, daño irreparable, daño reparable y sin daño. Si en una realización se concluye que la estructura colapsa, las pérdidas considerarán el costo total de reemplazo y el costo que involucra la remoción de escombros. Si la estructura no colapsa, puede tener daño irreparable cuyas pérdidas además de considerar el costo de reemplazo y remoción de escombros, debe incluir costos por demolición. Si el daño es reparable, entonces este daño se asocia a funciones de consecuencias para determinar el daño en cada componente, con el fin de cuantificar los gastos del resultado obtenido.



a) Diagrama del cálculo de pérdidas

b) Diagrama del procedimiento de realización

Figura 5.2. Procedimiento para el cálculo del desempeño de una estructura (FEMA, 2012)

5.2. Herramienta PACT (2012)

PACT (2012) es una herramienta electrónica de cálculo y almacenamiento de datos de fragilidad y consecuencias que permite calcular el desempeño probabilístico de una estructura por medio de las pérdidas probables acumuladas, basada en la metodología propuesta por FEMA P58 (2012). Se puede observar la interface de esta herramienta en la Figura 5.3. Las tres primeras secciones que se agrupan en la sección (a) son las herramientas operacionales que permiten crear el modelo de desempeño (alimentando al programa con los datos requeridos según el método de evaluación elegido), evaluarlo y obtener resultados directamente, cuando todos los datos requeridos por el programa ya son conocidos. Los elementos de la sección (b) son herramientas adicionales disponibles para los diferentes procedimientos en la creación del modelo de desempeño. Éstas facilitan la obtención de algunos datos que el modelo de desempeño requiere para llevar a cabo el análisis.

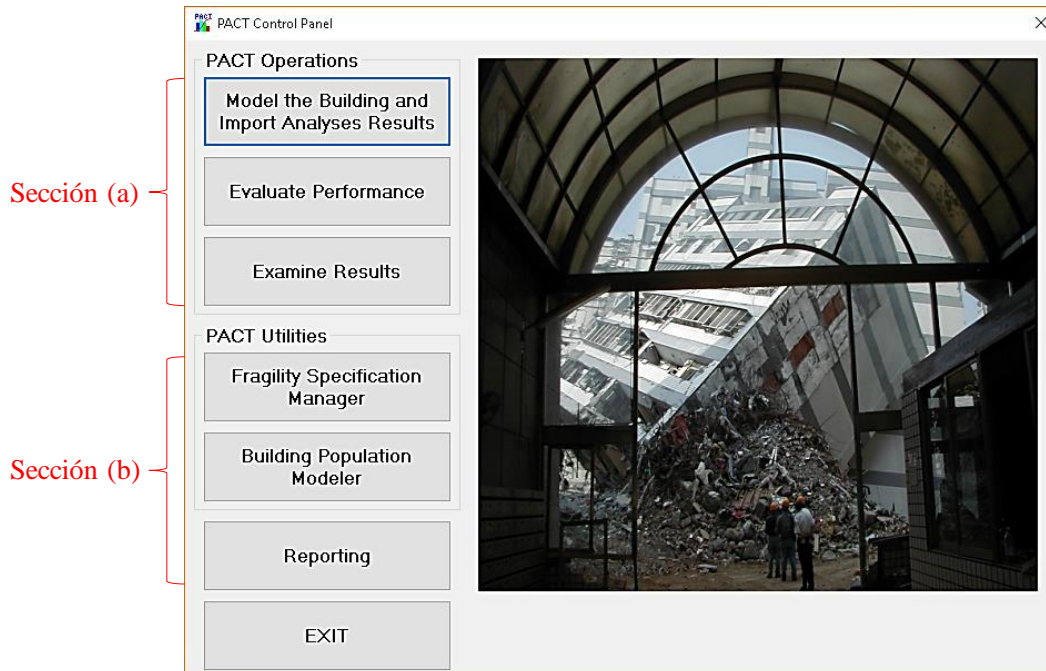


Figura 5.3. Interfaz de la herramienta PACT (2018)

Para comenzar a crear el modelo de desempeño, es necesario ingresar a la primera pestaña de operaciones, la cual se encarga de re-direccionar a una nueva ventana que contiene nueve campos que deben ser llenados con la información pertinente a la estructura analizada. Estos campos se observan en la [Figura 5.4](#), y son: información del proyecto, información de la estructura, ocupación de la estructura, fragilidad de los componentes, grupos de desempeño, fragilidad de colapso, resultados del análisis estructural, distorsión residual y curva de amenaza sísmica.



Figura 5.4. Campos requeridos para la creación del modelo de desempeño PACT (2018)

1. *Información del proyecto.* En este campo únicamente se ingresa información relevante para identificación del proyecto, como nombre y una breve descripción del mismo.
2. *Información de la estructura.* Los datos que se introducen en esta sección son:
 - a. Número y altura de cada entrepiso.
 - b. Área de cada piso.

- c. Costo de reemplazo de sólo la estructura y acabados. Para obtener este dato, fue necesario calcular el peso de cada estructura, y multiplicar este valor por el costo del kilogramo de acero estructural que se fijó en \$30.18 pesos. Además, se agregó un 10% adicional al costo obtenido para considerar el costo de conexiones.
- d. Costo total de reemplazo de la estructura. Además de los costos por demolición y remoción de escombros, se debe agregar el valor de contenidos y las posibles mejoras que se hayan realizado por los ocupantes. Para incluir el costo de los contenidos y costos por demolición y remoción de escombros al costo, el costo de reemplazo de la estructura y acabados se multiplicó por un factor de 5.0.
- e. Tiempo de reemplazo. Es el tiempo en días necesario para que la estructura retirada, sea reemplaza por una estructura de las mismas características y mismo estado anterior al sismo.
- f. Límite de pérdida total. Este valor es un porcentaje del costo total de reemplazo, y es el porcentaje máximo aceptado para que se considere la opción de reparación. Es decir, si dentro de los cálculos, las pérdidas probables exceden este límite, se considera pérdida total. El valor que define el porcentaje del costo total de reparación puede estar entre 0 a 1 aunque FEMA P58 (2012) recomienda un valor equivalente al 40%.
- g. Factor por altura. Este factor se emplea para reflejar los incrementos en costos de reparación atribuidos a carga y almacenamiento de materiales y herramientas. Se incluyen: el costo adicional para la elevación y la carga del elevador, pérdida de eficiencia debido al tiempo de viaje adicional para llegar a los componentes dañados en los niveles superiores, etc. Este factor es considerado a partir del cuarto piso, tal y como se muestra en la Tabla 5.1

Tabla 5.1. Factor de altura (FEMA P58, 2012)

Nivel de construcción	Factor de altura
1-4	1.00
5-10	1.08
Mayores a 11	1.16

- h. Factor por uso/ocupación. Representan el valor agregado por trabajos de operación, equipamiento, y protección requerida para algunas construcciones características después de ocurrido un sismo, cuyas tareas pueden ser más o menos complicadas con el edificio ocupado o no respectivamente. Los factores se muestran en la [Tabla 5.2](#). Cuando la evaluación se realiza por un estudio basado en escenario o intensidad, se utilizarán los factores que correspondan a la columna de “ocupado”, y para una evaluación basada en tiempo, el factor

“desocupado”. Sin embargo para movimientos de intensidad moderada a alta se recomienda emplear los factores de “desocupado” debido a que los daños son tan graves que la reparación es poco práctica, con personas ocupando las instalaciones.

Tabla 5.2. Factor de ocupación (FEMA P58, 2012)

Ocupación	Factor de ocupación	
	Ocupado	Desocupado
Oficinas	1.2	1.0
Escuela	1.1	1.0
Clínica	2.0	1.5

3. *Ocupantes.* En esta sección se define la ocupación o uso que se le dará a la estructura. El programa PACT (2012) contiene una base de datos con horarios de asistencia propuesta en base a una serie de estudios.
4. *Fragilidad de los componentes.* En esta sección, por piso se introducen, los componentes estructurales, no estructurales y contenidos que forman parte de la estructura en función de la ocupación
5. *Grupos de desempeño.* Se introducen cantidades de elementos estructurales, no estructurales y contenidos. Cuando no se tienen las cantidades, FEMA P58 (2012) provee una herramienta que permite usar cantidades normativas. Esta herramienta es una hoja de cálculo de Excel, que está en función del tipo de uso de la estructura (escuela, almacén, hospital, clínica, oficina, etc.). También pueden definirse porcentajes de usos por piso, número de pisos y áreas.
6. *Fragilidad de colapso.* Cuando las estructuras fallan, pueden colapsarse en diferentes formas. Por ejemplo, una estructura de varios pisos puede experimentar un colapso de un solo piso o la estructura completa puede colapsar. Para cuantificar el impacto del colapso parcial o total del edificio, es necesario definir los diversos modos de colapso que pueden ocurrir, e identificar la fracción del área del piso del edificio en cada nivel que experimenta colapso en cada modo. Algunos modos de colapso más comunes se presentan en la [Figura 5.5](#).

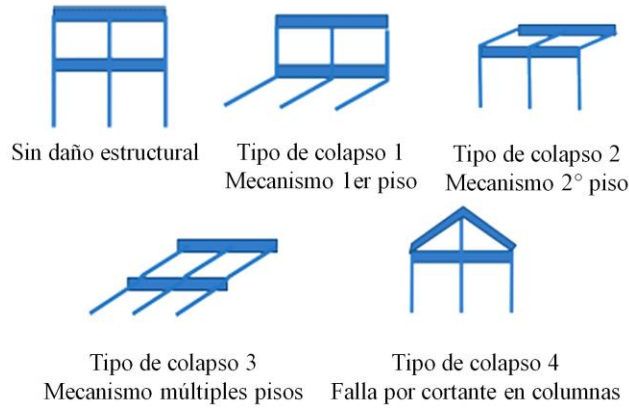


Figura 5.5. Posibles modos de colapso adaptado de FEMA P58 (2012)

Para cada realización en la que se predice el colapso, el programa PACT (2012) utiliza una matriz de relaciones de colapso para determinar la extensión del área de construcción involucrada en el colapso.

7. *Resultados del análisis estructural.* Para cada intensidad sísmica evaluada se introduce el promedio de las distorsiones de entrepiso, velocidades y aceleraciones de piso máximas, y su correspondiente dispersión para los 30 diferentes movimientos sísmicos a las que fueron sometidas cada una de las estructuras que han sido objeto de este estudio. Para obtener la dispersión asociada a los datos recabados es necesario incluir dos factores, los cuales permiten considerar incertidumbres en la garantía de la calidad de la construcción y la calidad del modelo analítico. Para ello se emplean las ecuaciones (5.1) a (5.3)

$$\beta_m = \sqrt{\beta_c^2 + \beta_q^2} \quad (5.1)$$

$$\beta_R = \frac{\sigma}{|\bar{x}|} \quad (5.2)$$

$$\beta_{PACT} = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_m^2} \quad (5.3)$$

dónde

- β_m es el factor de dispersión asociado a posibles errores del análisis y construcción.
- β_c es el factor de dispersión asociado a la garantía de la calidad de la construcción, los valores recomendados por el FEMA P58 se presentan en la Tabla 5.3
- β_q es el factor de dispersión asociado a la calidad e integridad del modelo analítico los valores recomendados por el FEMA P58 se presentan en la Tabla 5.4
- β_R es el coeficiente de variación de los datos obtenidos del análisis no lineal
- σ es la desviación estándar de la respuesta no lineal
- $|\bar{x}|$ es la media de las respuestas máxima
- β_{PACT} es la dispersión obtenida y empleada en la herramienta PACT

Los valores elegidos de los factores de dispersión asociados a incertidumbres de la calidad de construcción β_c y de la calidad del modelo analítico de las estructuras β_q son en ambos igual a 0.25 que caracterizan una calidad promedio en ambos factores, como se describen en las Tablas 5.3 y 5.4.

8. *Distorsión residual.* La herramienta PACT (2012) define una función de fragilidad que expresa la probabilidad de que dada una distorsión residual la estructura pueda ser reparada o no. El valor recomendado por FEMA P58 (2012) es 0.01 y una dispersión de 0.3.
9. *Curva de amenaza sísmica.* La curva de amenaza sísmica es determinada en base a la sismicidad de la zona de estudio. Se incluyen, posibles fuentes de falla de influencia, leyes de atenuación propias del suelo, distancias de las fuentes de falla a la zona de estudio, etc. Esta curva es el resultado de un estudio probabilístico de amenaza sísmica, usando métodos como el propuesto por McGuire (2004).

Tabla 5.3. Valores recomendados para β_c (FEMA P58, 2012)

Garantía de la calidad de la construcción según su estado	β_c
<p>Calidad alta, estructura nueva: el edificio está completamente diseñado y se construirá con un riguroso control de calidad de la construcción, que incluye inspección especial, pruebas de materiales y observación estructural</p> <p>Calidad alta, estructura existente: los planos y las especificaciones están disponibles y la investigación de campo confirma que son representativos de la construcción real, o si no, se entiende la construcción real. Las propiedades de los materiales se confirman mediante pruebas exhaustivas de materiales</p>	0.10
<p>Calidad media, edificios nuevos: el diseño del edificio se completa a un nivel típico del desarrollo del diseño; Se espera que la calidad de la construcción y la inspección sean de calidad limitada.</p> <p>Calidad promedio, edificios existentes: Los documentos que definen el diseño del edificio están disponibles y se confirman mediante observación visual. Las propiedades de los materiales se confirman mediante pruebas de materiales limitadas.</p>	0.25
<p>Calidad limitada, edificios nuevos: el diseño del edificio se completa con un nivel típico de diseño esquemático u otro nivel de detalle similar.</p> <p>Calidad limitada, edificios existentes: los documentos de construcción no están disponibles y el conocimiento de la estructura se basa en una investigación de campo limitada. Las propiedades de los materiales se basan en valores predeterminados típicos de los edificios del tipo, ubicación y antigüedad de la construcción.</p>	0.40

Tabla 5.4. Valores recomendados para β_q (FEMA P58, 2012)

Calidad e integridad del modelo analítico	β_c
<p>Calidad alta: el modelo numérico es robusto en el rango de respuesta previsto. El deterioro de la resistencia y la rigidez y todos los modos de falla probables se modelan explícitamente. La precisión del modelo se establece con datos de pruebas de componentes a gran escala hasta el fracaso.</p> <p>Integridad: el modelo matemático incluye todos los componentes estructurales y no estructurales en el edificio que contribuyen a la resistencia o rigidez.</p>	0.10
<p>Calidad promedio: El modelo numérico para cada componente es robusto en el rango anticipado de respuesta de desplazamiento o deformación. La resistencia y el deterioro de la rigidez están bastante bien representados, aunque algunos modos de falla se simulan indirectamente. La precisión se establece mediante una combinación de juicios y pruebas de componentes a gran escala.</p> <p>Integridad: el modelo matemático incluye la mayoría de los componentes estructurales y no estructurales en el edificio que contribuyen con una resistencia o rigidez significativas.</p>	0.25
<p>Calidad limitada: el modelo numérico para cada componente se basa en curvas de envoltura cíclica idealizadas de ASCE / SEI 41-06 o pautas similares, donde los modos de falla y deterioro de resistencia y rigidez no se incorporan directamente en el modelo.</p> <p>Integridad: el modelo matemático incluye componentes estructurales en el sistema de resistencia a la fuerza sísmica.</p>	0.40

5.3. Modelo de desempeño económico

En esta sección se presentan los datos introducidos al programa PACT (2012) usados para integrar los modelos de desempeño económico.

1. *Información del proyecto.* Se realizaron en total nueve modelos de desempeño. Para tres diferentes casos de estudio 0, 1, y 2 en las estructuras de tres, seis y nueve niveles
2. *Información de la estructura.* Los datos que se requieren en esta sección están relacionados con las características físicas y económicas de cada estructura y se resumen en las tablas 5.5 a 5.7.

Tabla 5.5. Costos de reemplazo y costos totales: estructuras de tres niveles

Caso	Altura de entrepiso (ft)	Área por piso (ft²)	Costo de reemplazo C_s (USD)	Costo total de reemplazo C_r (USD)	Tiempo de reemplazo (días)	Límite de pérdida total	Uso	Factor por uso
0	1 = 13.12 2-3= 9.84	6200	\$167,690.89	\$838,454.44	365	0.4	Clínica	1.5
1	1 = 13.12 2-3= 9.84	6200	\$149,601.99	\$820,365.54	365	0.4	Clínica	1.5
2	1 = 13.12 2-3= 9.84	6200	\$146,535.99	\$817,299.54	365	0.4	Clínica	1.5

Tabla 5.6. Costos de reemplazo y costos totales: estructuras de seis niveles

Caso	Altura de entrepiso (ft)	Área por piso (ft²)	Costo de reemplazo C_s (USD)	Costo total de reemplazo C_r (USD)	Tiempo de reemplazo (días)	Límite de pérdida total	Uso	Factor por uso
0	1 = 13.12 2-6= 9.84	6200	\$577,645.02	\$2,888,225.1	548	0.4	Clínica	1.5
1	1 = 13.12 2-6= 9.84	6200	\$399,317.50	\$2,709,897.6	548	0.4	Clínica	1.5
2	1 = 13.12 2-6= 9.84	6200	\$376,978.18	\$2,687,558.3	548	0.4	Clínica	1.5

Tabla 5.7. Costos de reemplazo y costos totales: estructuras de nueve niveles

Caso	Altura de entrepiso (ft)	Área por piso (ft²)	Costo de reemplazo C_s (USD)	Costo total de reemplazo C_r (USD)	Tiempo de reemplazo (días)	Límite de pérdida total	Uso	Factor por uso
0	1 = 13.12 2-9= 9.84	6200	\$1,127,249.6	\$5,636,247.9	730	0.4	Clínica	1.5
1	1 = 13.12 2-9= 9.84	6200	\$631,587.37	\$5,140,585.7	730	0.4	Clínica	1.5
2	1 = 13.12 2-9= 9.84	6200	\$592,721.06	\$5,101,719.4	730	0.4	Clínica	1.5

3. **Fragilidad de colapso.** Para definir las curvas de fragilidad de colapso se empleó una herramienta adicional que el programa PACT (2012) proporciona. Con los datos de la cantidad de colapsos obtenidos por intensidad sísmica analizada para cada caso de estudio, se ajustó la curva de fragilidad de colapso, primeramente a la mediana de los datos de cada caso y posteriormente se obtuvo la dispersión que más ajustara la curva al conjunto de datos graficados, como puede observarse en las [figuras 5.6 a 5.8](#).

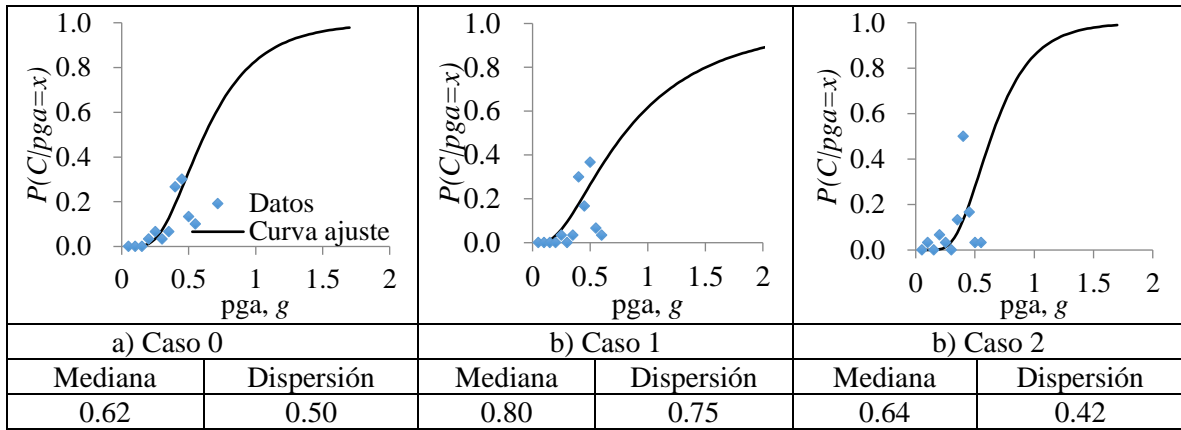


Figura 5.6. Curvas de fragilidad de colapso ajustadas: estructuras de tres niveles

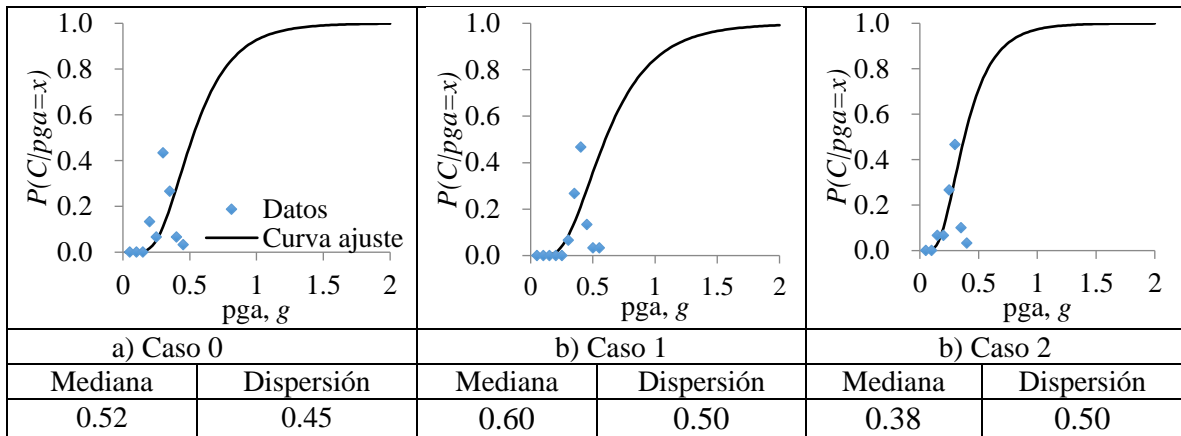


Figura 5.7. Curvas de fragilidad de colapso ajustadas: estructuras de seis niveles

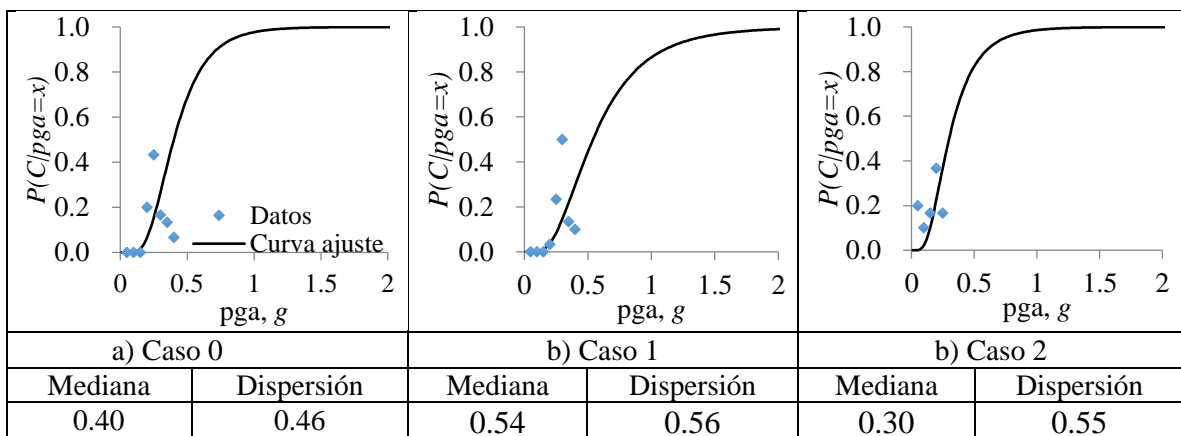


Figura 5.8. Curvas de fragilidad de colapso ajustadas: estructuras de nueve niveles

4. *Curva de amenaza sísmica.* La curva de amenaza sísmica de la Ciudad de México para suelos blandos que se presenta en la [Figura 5.9](#). Esta fue determinada con la ayuda del programa CRISIS (Ordaz, 2017).

Como se explicó anteriormente, esta curva relaciona periodos de retorno o tasas de excedencia con intensidades sísmicas, es decir, el número de veces, por unidad de tiempo, en que el valor de una intensidad sísmica dada es excedido. Esta curva es fundamental para la evaluación en el tiempo que se realiza por el programa PACT (2012), pues cada evento aleatorio propuesto por el PACT (2012), será relacionado con estas probabilidades de ocurrencia en periodos de un año, cuyos datos permiten realizar análisis con diferentes periodos de tiempo.

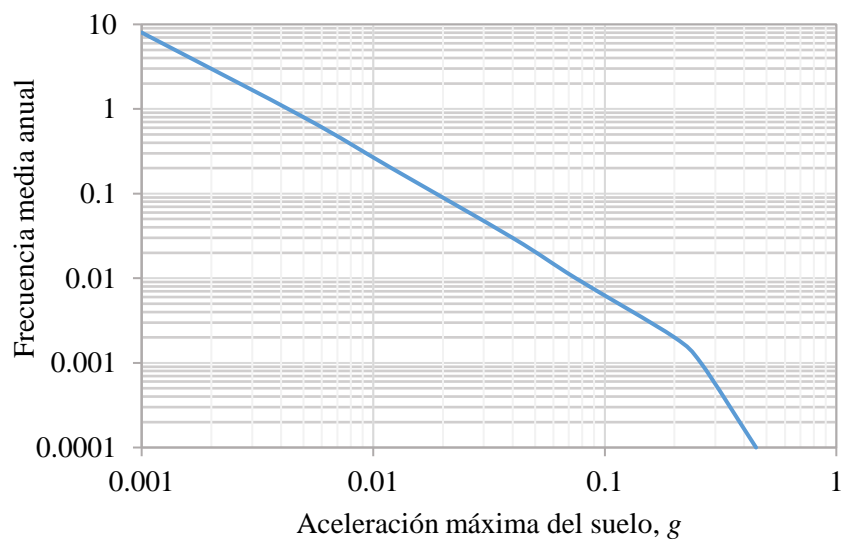


Figura 5.9. Curva de amenaza sísmica de la Ciudad de México

5.4. Comparación del desempeño económico de las estructuras estudiadas

Tras llevar a cabo la evaluación del desempeño por intensidad para cada estructura para los tres diferentes casos de estudio se obtuvieron funciones de distribución acumulada de costos de reparación anuales. Estas curvas de distribución fueron normalizadas con respecto al costo total de reemplazo de la estructura del Caso 0 del número de niveles correspondiente.

La interpretación de estos resultados obtenidos puede ejemplificarse de la siguiente manera: considerando las curvas de distribución acumulada de costos de reparación de las estructuras de tres niveles, presentadas en la Figura 5.10, puede notarse que para una intensidad sísmica de $0.05g$, mostrada en la Figura 5.10a, los caso 0 y 1 muestran ventajas sobre el Caso 2. Por ejemplo, si se desea conocer la probabilidad de que los costos de reparación sean menores o iguales a $0.2C_0$ para el Caso 0 la probabilidad es de 95%, para el Caso 1 del 92% y para el Caso 2 del 63%. Dicho de otra forma, significa que existe una probabilidad aproximada del 37% de que los costos de reparación anuales para el caso 2 sean mayores a $0.2C_0$, mientras

que para los casos 0 y 1, las probabilidades de exceder estos costos son apenas de 5% y 8%, respectivamente.

Cuando se analizan estas curvas obtenidas a partir de las intensidades de 0.10g en adelante, puede notarse que el caso con mejor comportamiento al tener menores probabilidades de excedencia de costos de reparación es el Caso 1, mientras que el caso que presenta mayores probabilidades de costos elevados es el Caso 2, como se puede ver en la Figura 5.10, en los incisos b, c y d. Este comportamiento de cada caso es muy similar para las estructuras de seis y nueve niveles, cuyos resultados se muestran en las figuras 5.11 y 5.12, respectivamente. Desde la intensidad de 0.05g las menores probabilidades de excedencia de costos de reparación le pertenecen al Caso 1, mientras que el comportamiento más costoso de reparación probable le pertenece a las estructuras del Caso 2.

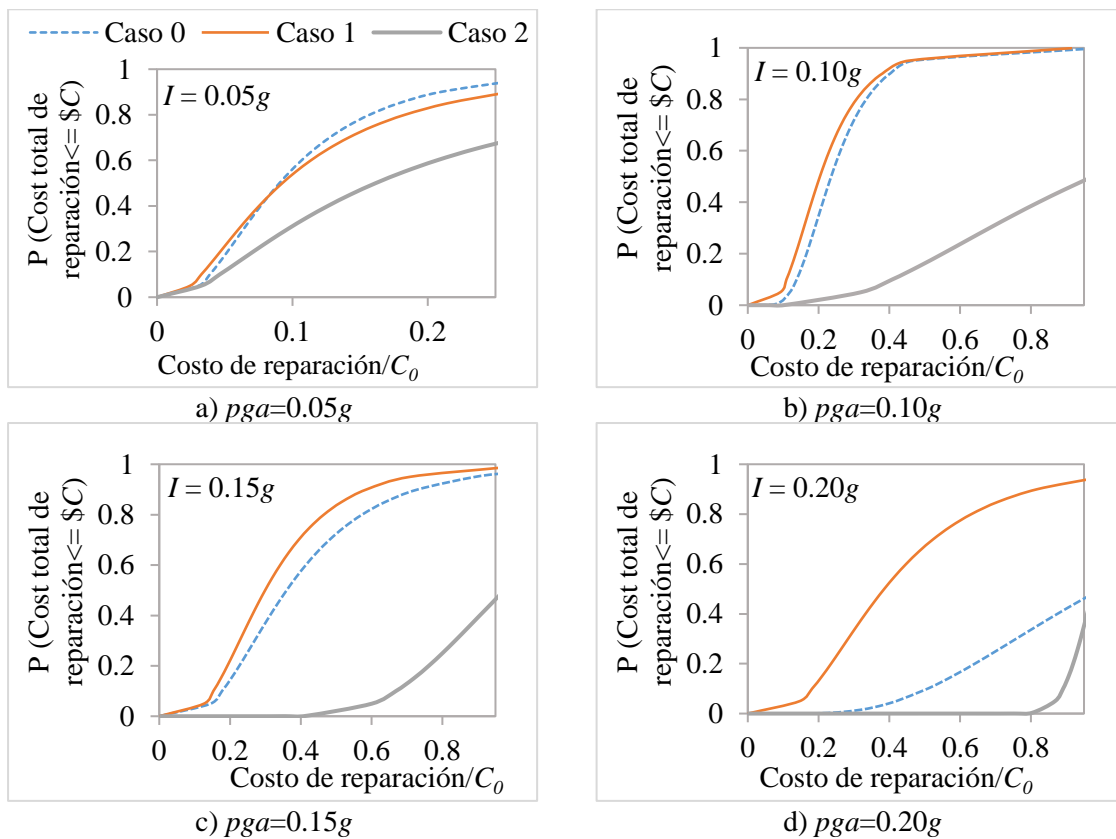


Figura 5.10. Funciones de distribución acumulada de costos de reparación: estructuras de tres niveles

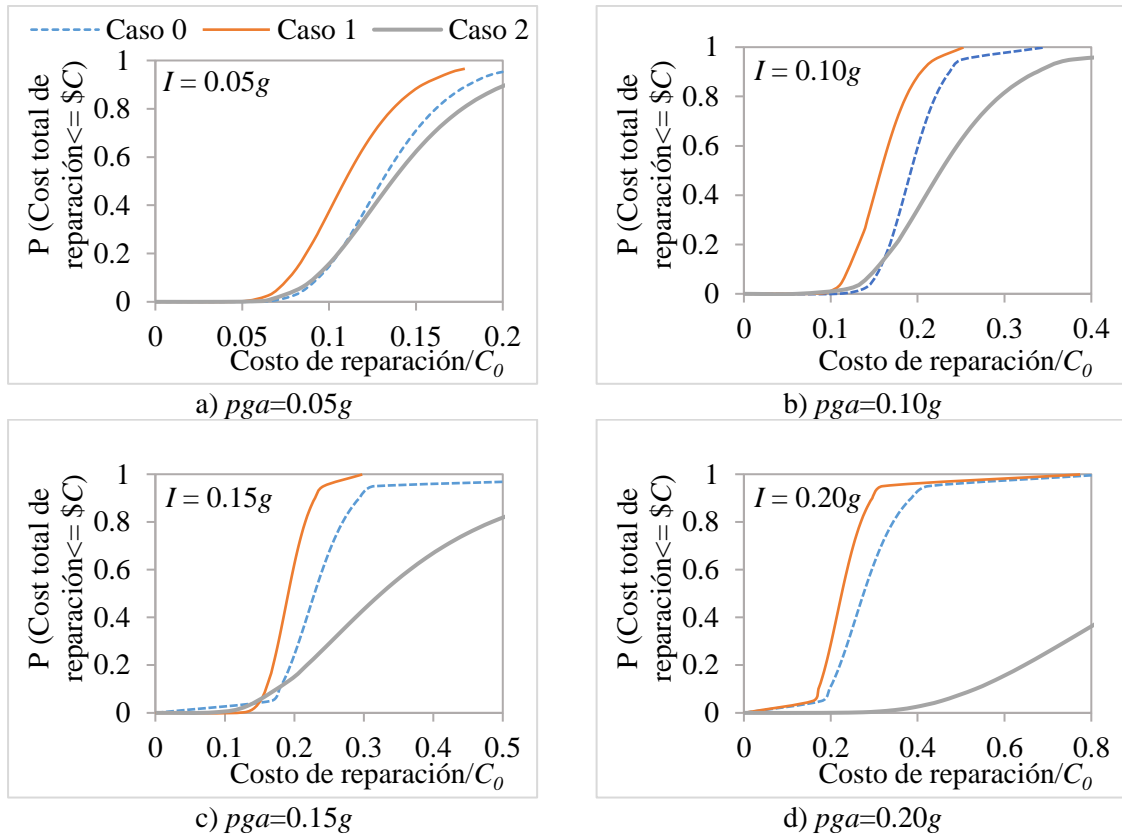


Figura 5.11. Funciones de distribución acumulada de costos de reparación: estructuras de seis niveles

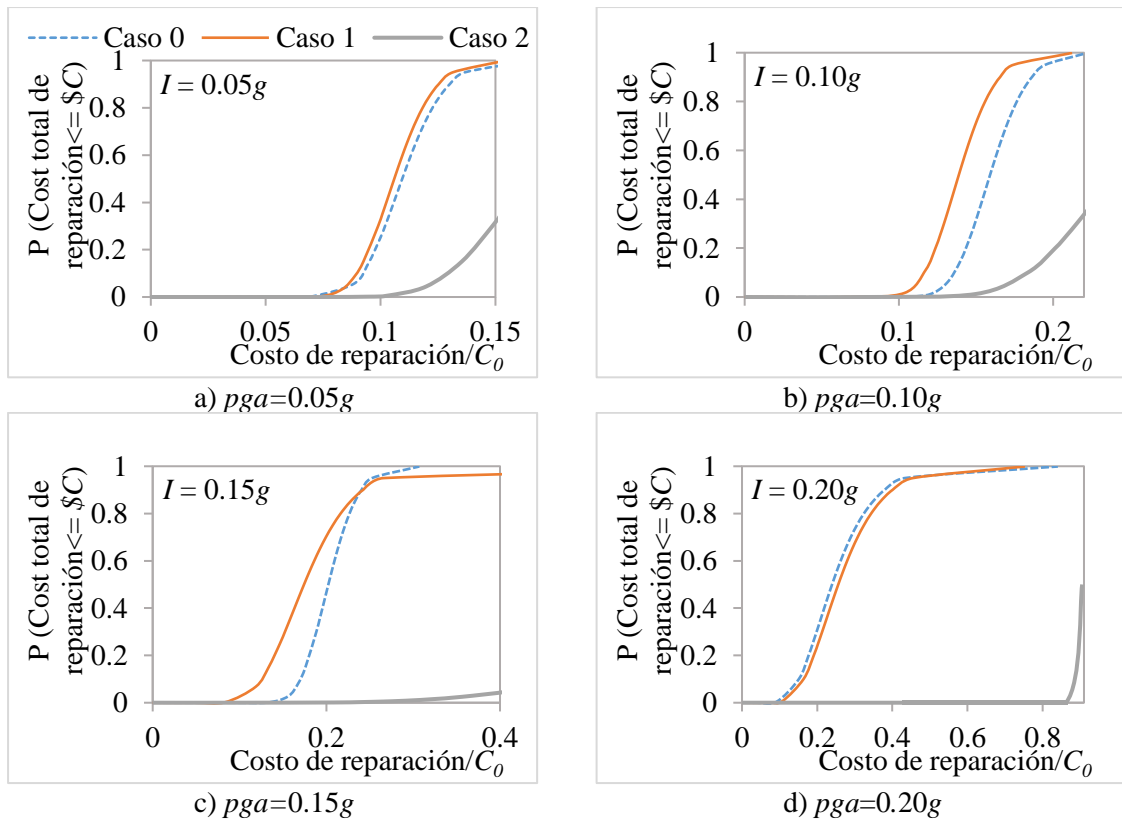


Figura 5.12. Funciones de distribución acumulada de costos de reparación: estructuras de nueve niveles

Cuando se realiza evaluaciones de las estructuras basadas en el tiempo, se obtienen valores que representan el desempeño probable de una estructura en cierto intervalo de tiempo, considerando todos los eventos sísmicos que pueden ocurrir en ese periodo y la probabilidad de ocurrencia asociada a cada sismo. Para manipular de forma más práctica, se calculan los valores con intervalos de tiempo de un año, es decir, anualizados.

Los datos de interés para realizar la evaluación del desempeño en este estudio son los costos de reparación (expresado en pesos) y el tiempo de reparación (expresado en días). Estos datos se presentan en las figuras 5.13 a 5.15 para las estructuras de tres, seis y nueve niveles, respectivamente. En la Figura 5.13a, se observa que los costos de reparación promedio anualizados del Caso 2 prácticamente duplican los costos de reparación anualizados de los casos 0 y 1. Las diferencias entre los casos 0 y 1 son pequeñas, pero esas diferencias permiten definir que las estructuras del Caso 1 tienden a ser más económicas considerando las inversiones anuales que deben realizarse.

Considerando que la inactividad de un edificio con uso de hospital o clínica, es sumamente costoso, los días de inactividad deben cuantificarse. Nótese que las estructuras del Caso 2 son, hasta ahora, las estructuras con mayores problemas estructurales; pues en términos de desempeño, se vieron reflejadas en sus curvas de distribución acumulada de costos de reparación, por ello, es congruente al observar en la Figura 5.13b que los días promedio anuales necesarios para reparar daños en estas estructuras es mucho mayor a las estructuras de los casos 0 y 1.

Las diferencias que en costos de reparación y tiempo de reparación promedio anual de las estructuras de seis y nueve niveles observadas en las figuras 5.14 y 5.15, son menores a las que se observan en la Figura 5.13 pertenecientes a los edificios de tres niveles. Sin embargo, aunque en menor medida, siguen notándose las ventajas que representa en Caso 1 frente al Caso 0 y mucho más frente al Caso 2.

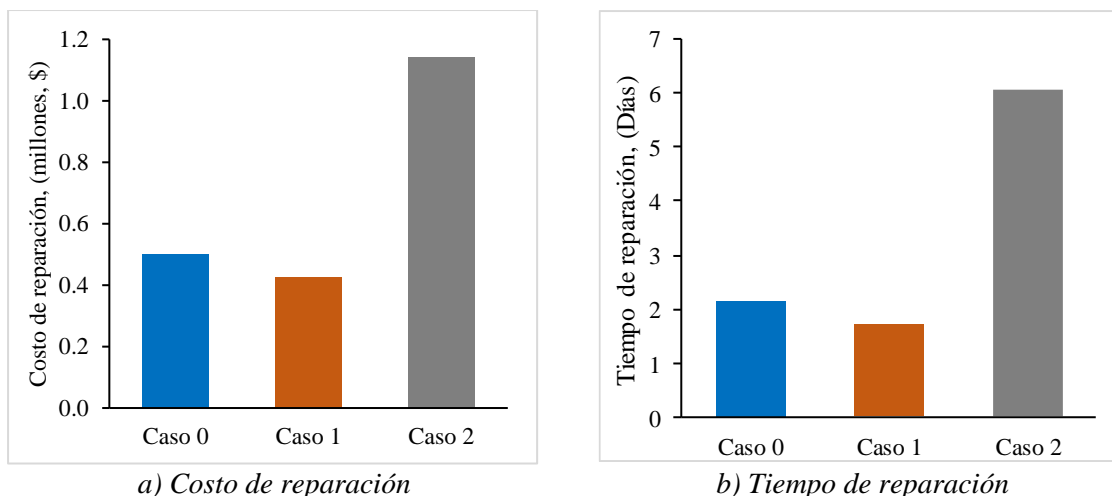


Figura 5.13. Promedio anual de costos y tiempo de reparación: estructura de tres niveles

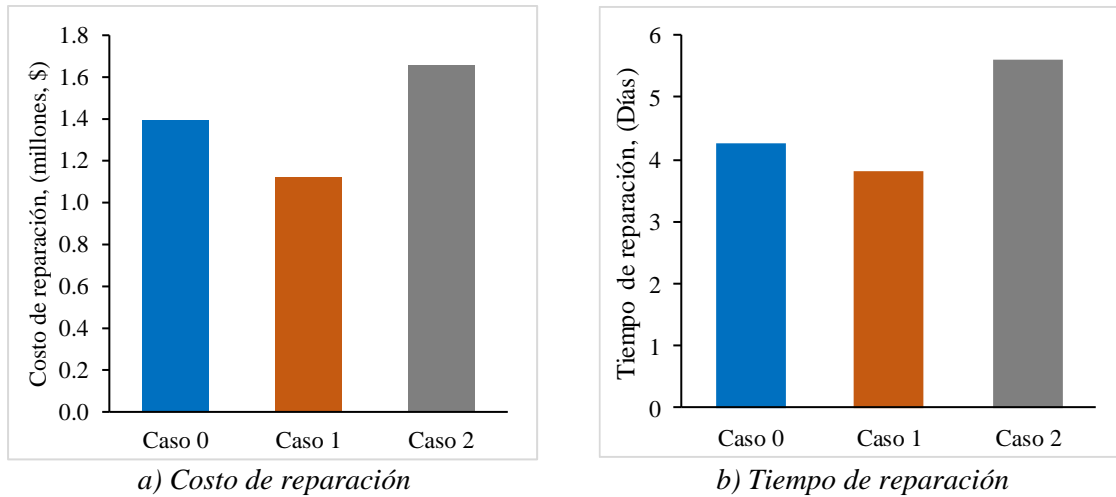


Figura 5.14. Promedio anual de costos y tiempo de reparación: estructura de seis niveles

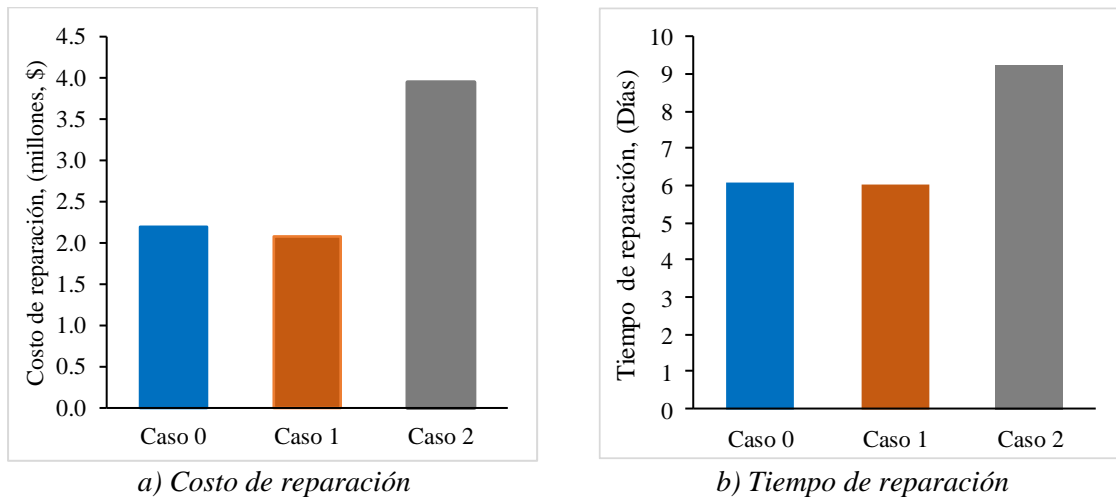


Figura 5.15. Promedio anual de costos y tiempo de reparación: estructura de nueve niveles

Otros factores importantes en la evaluación del desempeño de las estructuras, es la probabilidad de colapso y la probabilidad de que una estructura sea dictaminada como insegura debido a una evaluación por inspección en el periodo de vida de las mismas. El periodo de vida útil de una estructura se considera normalmente de 50 años, por ello, se realizaron las evaluaciones para ese periodo de tiempo.

La probabilidad anualizada promedio de colapso y de que una estructura sea dictaminada como insegura, se extrapola a 50 años para cada caso de estudio. FEMA P58 (2012) sugiere como límite aceptable un 10% para probabilidades de colapso. Puede notarse que de las estructuras estudiadas de tres niveles, mostradas en la Figura 5.16 a, la probabilidad de colapso es mayor para el Caso 1 que para los casos 0 y 2. Sin embargo, el porcentaje está muy por debajo de los límites aceptables que establece FEMA P58 (2012). Estos datos pueden ser explicados cuando se analizan los resultados presentados en las figuras 4.1 a 4.7, de los promedios de respuestas obtenidas del análisis no lineal. No se debe descartar que, para las intensidades sísmicas más bajas estudiadas, las estructuras de los casos 0 y 2 mostraban demandas menores que el Caso 1. Los sismos de intensidades sísmicas bajas ocurren con más frecuencia, evidentemente las probabilidades de colapso aumentan para este

caso por estas características. Sin embargo, el porcentaje sigue siendo muy pequeño y por debajo del valor recomendado. Continuando con las observaciones de las probabilidades de colapso, en el caso de las estructuras de seis niveles presentadas en la Figura 5.17 a, los resultados para cada caso cambian, ahora el Caso 1 presenta menos probabilidades de colapso después de 50 años, mientras que la estructura del Caso 2 tiene mayores probabilidades de colapsar. Sin embargo, el porcentaje de riesgo es pequeño y menor al límite recomendado. Lo contrario ocurre para las estructuras de nueve niveles que se observan en la Figura 5.18 a; pues el Caso 2 presenta una alta probabilidad de presentar colapso después de 50 años, mientras que las estructuras de los casos 0 y 1 siguen muy por debajo del límite recomendado. Las mayores probabilidades de que una estructura sea dictaminada como insegura en 50 años se observan en el Caso 2 de los tres tipos de estructuras, esto se debe a que las distorsiones que alcanzan las estructuras equipadas con CCs son mucho mayores con respecto a las estructuras de los casos 0 y 1

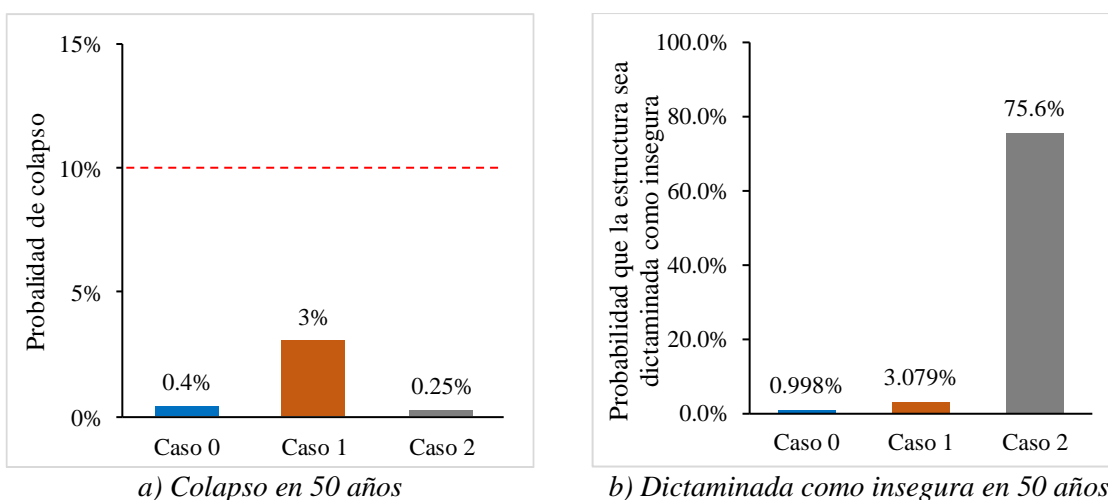


Figura 5.16. Probabilidad de colapso y dictaminada como insegura: estructura de tres niveles

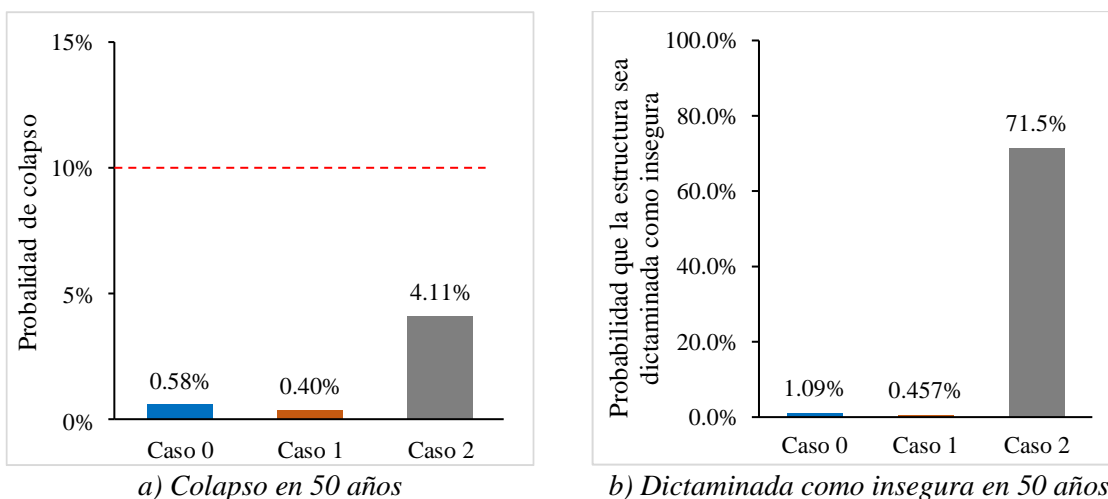


Figura 5.17. Probabilidad de colapso y dictaminada como insegura: estructura de seis niveles

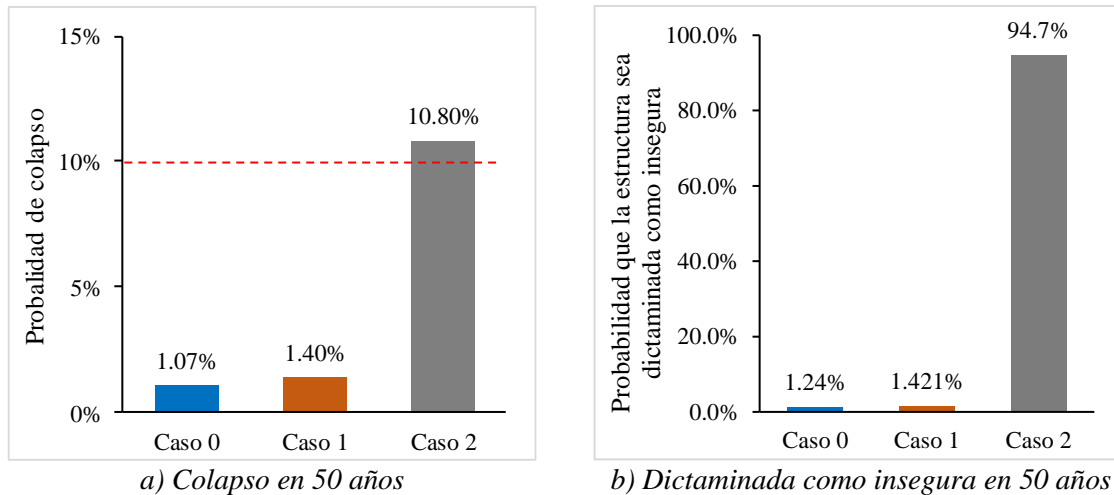


Figura 5.18. Probabilidad de colapso y dictaminada como insegura: estructura de nueve niveles

El último factor de comparación entre los casos de análisis para cada tipo de estructura estudiada son: costo de la estructura, costo inicial y costo total esperado en 50 años, los cuales se presentan en las figuras 5.19 a 5.21. Los valores de los costos se normalizaron respecto al costo total de reemplazo C_0 de las estructuras del Caso 0.

Enfocándonos primeramente en los costos de las estructuras de tres niveles (que se presentan en la Figura 5.19 a donde se muestra el costo sólo de los elementos estructurales que integran la estructura) nótese que el Caso 0, es la estructura con mayor costo inicial mientras que el Caso 2 es la estructura de menor costo. Aunque, el costo del Caso 1 es similar al del Caso 2. Cuando se agregan los costos de contenidos, elementos no estructurales y costos por futuras demoliciones y remociones de escombros, se obtienen los costos iniciales que se muestran en la Figura 5.19b. Puede verse que las diferencias son mínimas entre un caso y otro. Esto es que porque se trata de estructuras de hospitales; donde, los contenidos superan por mucho el costo de la estructura, incluso, el comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), presenta un valor en los contenidos mayor a diez veces el de la estructura sola. Para los casos de las estructuras de seis niveles, puede observarse que los porcentajes de costos iniciales entre una estructura y otra comienzan a incrementarse. Sin embargo, la estructura del Caso 0 sigue siendo la más costosa, y la estructura del Caso 2 la más barata.

La diferencia en costos de estructuras entre el Caso 0 y los casos 1 y 2 de los edificios de nueve niveles, mostrados en la Figura 5.21 a, es más notable pues el costo de la estructura del Caso 0 es casi 10% más cara que las estructuras del caso 1 y 2, esa variación podría no ser tan significativa a simple vista, sin embargo, ese porcentaje adicional de remuneración percibido por el constructor podría ser determinante en la toma de decisiones.

Otro factor importante es el valor presente neto (VPN) de las estructuras estudiadas a lo largo de su vida útil. Este valor es frecuentemente usado por inversionistas, y representa las ganancias que se pueden percibir después de un periodo de tiempo incluyendo inversiones iniciales en el presente.

Para el fin de este estudio, este valor representa el costo que se deberá invertir en el periodo de vida de la estructura para su buen funcionamiento, lo cual está relacionado con costos por reparaciones y costos por inactividad debido a reparaciones. Para obtener el VPN se utiliza la ecuación (5.4).

$$VPN_A = A \left(\frac{(1+i)^t - 1}{i \cdot (1+i)^t} \right) \quad (5.4)$$

dónde:

A representa las inversiones anuales que deben realizarse. En este caso es el costo anual de reparaciones más el costo anual de pérdidas económicas por inactividad, cuyos valores se normalizaron al costo total de reemplazo C_0 del respectivo grupo de estructuras.

i es el costo o tasa de oportunidad, es la tasa de retorno requerida sobre una inversión. Refleja la oportunidad perdida de gastar o invertir en el presente. En este estudio se utilizó una tasa del 7%.

t es el periodo de tiempo que dura el proyecto, que para este estudio fue de 50 años.

Los resultados de los costos de las estructuras, costos iniciales y costos totales para un periodo de tiempo de 50 años, se muestran en las figuras 5.19c, 5.20c y 5.21c. Es preciso notar en primera instancia que, para el caso de las estructuras de tres niveles, pese a que el costo inicial de la estructura perteneciente al Caso 2 es ligeramente menor, después de un periodo de tiempo de 50 años, los gastos de inversión incrementan 2.7 veces el costo inicial de la estructura y superan por mucho las inversiones que se realizarían en los casos 0 y 1. También se observa un ahorro en inversiones de aproximadamente el 15% del Caso 1 frente al Caso 0. En estructuras de seis niveles las diferencias no son tan notables. Sin embargo, lo que hay que destacar es que el Caso 2 sigue siendo el menos rentable en un periodo de 50 años, seguido del Caso 0, mientras que el Caso 1 es el caso que representa menores inversiones a largo plazo. Al analizar los costos totales de las estructuras de nueve niveles, entre los casos 0 y 1 la diferencia existente es de $0.10C_0$ siendo el Caso 1 el que representa mayores ventajas en ahorros de inversiones a futuro, mientras que el Caso 2 sigue siendo el caso más costoso a futuro con un valor de $0.65C_0$ mayor al Caso 1.

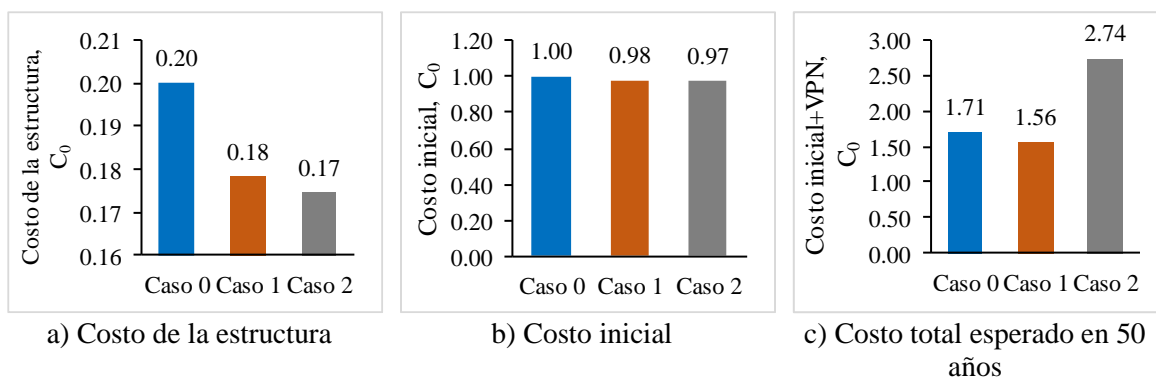


Figura 5.19. Comparación de costos: estructuras de tres niveles

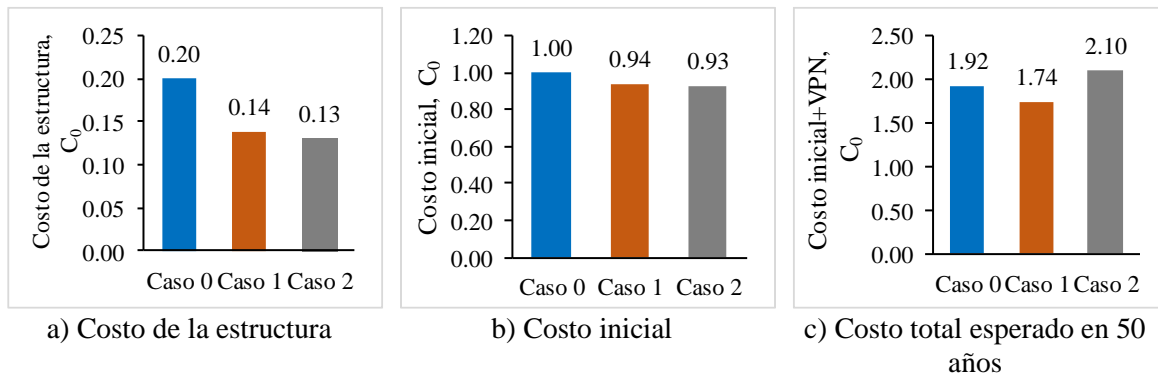


Figura 5.20. Comparación de costos: estructuras de seis niveles

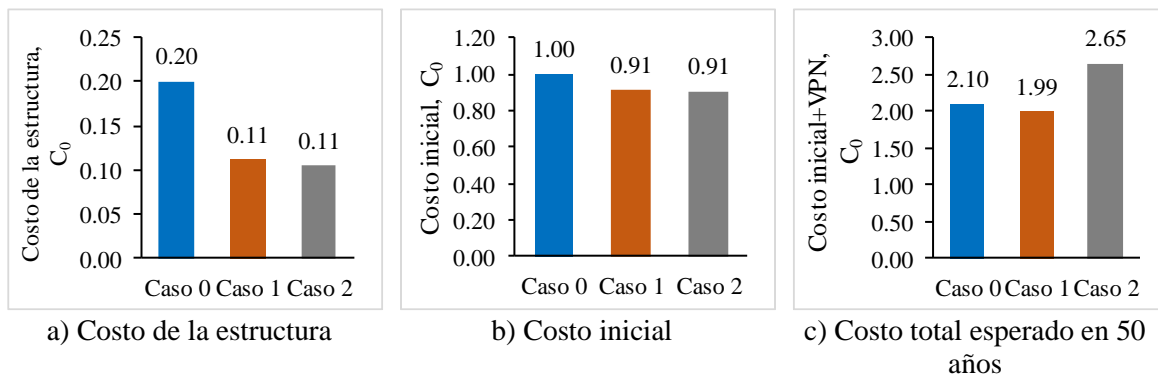


Figura 5.21. Comparación de costos: estructuras de nueve niveles

6. Conclusiones y recomendaciones

6.1. Conclusiones

Los estudios realizados indican que las estructuras de acero equipadas con CRPs presentan ventajas al ser sometidas a movimientos sísmicos de diferentes intensidades, pues estos elementos reducen las respuestas de la estructura, como: distorsiones de entrepiso, velocidades y aceleraciones de piso de manera más eficaz que los sistemas a base de marcos dúctiles y a base de marcos equipados con CCs.

En la mayoría de los casos, las curvas de probabilidad de colapso de las estructuras representadas por el Caso1 (con CRPs) mostraron probabilidades de colapso menores comparadas con los casos 0 y 2 ante las distintas intensidades sísmicas analizadas.

Los sistemas estructurales que emplean CCs resultaron ligeramente más económicos, en términos de costos de la estructura y costos iniciales. Analizando únicamente el costo de la estructura, las diferencias de costos entre los sistemas estructurales equipados con CRPs y CCs son aproximadamente del 7% y, al analizar los costos iniciales, las diferencias son del 1%. Por lo que se concluye que las ventajas económicas iniciales que ofrecen los sistemas estructurales equipados con CCs son mínimas, sobre los sistemas estructurales equipados con CRPs.

Las estructuras del Caso 0 son las más costosas y las respuestas ante movimientos sísmicos no son mejores a las respuestas obtenidas de las estructuras del Caso 1.

Analizando los resultados en un tiempo de 50 años de vida útil de las estructuras, se observó que aunque los costos iniciales de las estructuras equipadas con CCs son menores a las estructuras de los casos 0 y 1, las estructuras del Caso 2 son más costosas. Esto debido a que las inversiones que deben realizarse por reparaciones a lo largo de su vida útil son mayores. También, se vio que aunque las estructuras del Caso 1 tienen costos iniciales ligeramente mayores a las estructuras del Caso 2, las estructuras del Caso 1 resultan ser las más económicas, para un periodo de vida de 50 años. Lo anterior implica que por el buen desempeño sísmico demostrado de los sistemas del Caso 1, estas estructuras también tienen un comportamiento más económico a lo largo de su vida útil; lo que compensa por mucho el incremento del 1% en el costo inicial comparado con las estructuras de los casos 0 y 2.

6.2. Recomendaciones

Después de realizar este estudio se realizan las siguientes recomendaciones:

1. Realizar comparaciones de sistemas equipados con CRPs y otro tipo dispositivos empleando análisis dinámico no lineal y evaluación de desempeño económico. Esto con la finalidad de optimizar recursos y elegir un diseño seguro y económico.
2. Comprobar la eficacia de los CRPs frente a los CCs utilizando diferentes configuraciones y distribuciones de contraventeos.
3. Ampliar el estudio de los CRPs en edificios de mayor altura y con distintos tipos de estructuras.
4. Estudiar y comparar el desempeño sísmico y económico de estructuras irregulares equipadas con CRPs y otro tipo de disipadores de energía.

Referencias

Rosenblueth. E. (1987), "Use of seismic data from similar regions", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Ciudad de México, p. 619-634.

Reinoso A. E. (2007), "Riesgo sísmico de la Ciudad de México", UNAM, Ciudad de México, p. 50.

NTC-DEA (2017), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.

Terán G. A. y Coeto G. G., (2014), "Dimensionado preliminar basado en rigidez de edificios altos con estructura de acero rigidizados con diagonales concéntricas", Revista de Ingeniería Sísmica, N° 90 Ciudad de México, p. 34-54.

SSN (2017), "Reporte especial del sismo de Tehuantepec", UNAM, Ciudad de México.

Terán G. A. y Virto C. N., (2009), “Diseño basado en desplazamientos de edificaciones bajas rigidizadas con contravientos desadheridos”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, N° 80, p. 1-29.

Guerrero H., Ji, Terán y Escobar, (2016), “A method for preliminary seismic design and assessment of low-rise structures protected with buckling-restrained braces”, *Engineering Structures*, N° 123, p. 141-154.

Tapia H. E. (2016), “Estudio paramétrico del modelado inelástico de contravientos de acero”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, N° 94, p. 49-74.

NTC-DS (2017), “Normas Técnicas Complementarias Para Diseño por Sismo”, *Gaceta Oficial del Distrito Federal, México*.

FEMA 273. (1997), “Nehrp guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”, *Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.*, p. 435-437.

SEAOC (1995), “Vision 2000 – Performance Based Seismic Engineering of Buildings”, *Structural Engineers Association of California, Sacramento, California*.

FEMA 356. (2000), “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, *Federal Emergency -Management Agency, Washington, D.C.*, p. 519.

CRISIS (2015) “programa para el cálculo de amenaza sísmica”. *Institute of Engineering, UNAM. Mexico*.

Vargas y Bruneau (2009), “Experimental Response of Buildings Designed with Metallic Structural Fuses.”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, p. 394-403.

Marley TJ, Sullivan TJ, Della Corte G., (2010), “Development of a displacement-based design method for steel dual systems with buckling-restrained braces and moment-resisting frames”, *J Earthq Eng*, N° 14, p. 06-40

Kim, J, & Seo, Y, (2004), “Seismic design of low-rise steel frames with buckling-restrained braces.”, *J Earthq Eng*, N° 26, p. 43-51

Guerrero H., Terán, Ji y Escobar, (2017), “Evaluation of the economic benefits of using Buckling-Restrained Braces in hospital structures located in very soft soils”, *Engineering Structures*, N° 136, p. 406-419.

Ji, T. (2003), “Concepts for designing stiffer structures”, *personal pages.manchester.ac.uk*.

Opensees (2006), “Opensees, The Open System for Earthquake Engineering Simulation”, *Pacific Earthquake Engineering Research Center, California, Estados Unidos de Norteamérica*.

Dicleli, M y E E Calik (2008), “Physical theory hysteretic model for steel braces”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, No. 7, p. 1215-1228.

AISC 360-10 (2010), “Specification for structural steel buildings”, *American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Estados Unidos*.

Zúñiga C. O. y Terán G. A. (2012), “Control de aceleraciones de entrepiso para sistemas estructurales con aislamiento sísmico de base”, Revista de Ingeniería Sísmica, N° 87, p. 25-45.

McGuide (2004), “Seismic hazard and risk analysis”, Earthquake Engineering Research Institute, California, Estados Unidos de Norteamérica.

FEMA P58 (2012), “Seismic Performance Assessment of Buildings- Methodology”, Federal Emergency Management Agency, Vol 1, California, Estados Unidos de Norteamérica.

PACT (2012), “Performance Assessment Calculation Tool” Federal Emergency Management Agency, Vol 1, California, Estados Unidos de Norteamérica.