

Comparative study of earthquake-resistant response of high rise steel building with two types of braced frames

Ugel, Ronald–David^{*,**a}, Herrera, Reyes–Indira^{**a}, Pérez, Sigrít^b, López, Leonardo^b

^a*Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, España.*

^b*Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela.*

Abstract.-

The object of this study is to determine the seismic response of two high-rise steel structural models codes with different bracing systems projected according to Venezuelan seismic codes. Model 1 utilized concentrically V-braced steel frames and Model 2 used diagonal X-bracing concentrically braces frames. The seismic action it's used in terms of response spectra and buildings are evaluated in terms of demand-capacity. Seismic action uses hybrid accelerograms with spectral signals similar to the design spectrum characteristic of the buildings site location. Damage evaluation includes probabilistic approach and it were applied procedures from the *Incremental Dynamic Analysis* and the *Parametric Capacity Model*. Some non-braced frames showed high probability of severe damage or collapse, suffering significant stiffness degradation and lateral deformations beyond normative limits, evidencing that relative displacements and stiffness degradation are fundamental indicators for structural damage. Adaptive Pushover with spectral amplification analysis is used to find values of ductility, overstrength and maximum displacements. It can be concluded that V-braced model presented a better overall performance than X-braced model, but in both cases non-braced frames showed much greater damage due to dynamic actions.

Keywords: braced framed systems; steel frames; dynamic analysis; fragility curves; damage models

Estudio comparativo de la respuesta sismo-resistente de edificios de acero de gran altura con dos tipos de rigidizadores laterales

Resumen.-

En este estudio se determina la respuesta sismo-resistente de dos modelos estructurales de acero de gran altura con diferentes sistemas de arriostramiento lateral proyectados según la norma venezolana. El Modelo VI utiliza rigidizadores tipo V invertida y el Modelo SA utiliza diagonales concéntricas en forma de X (cruces de San Andrés). Se manejó la acción sísmica en términos de espectros de respuesta y se evalúan los edificios en términos de demanda-capacidad. En la acción sísmica se usan acelerogramas híbridos compatibles con el espectro de diseño característico del emplazamiento. En la evaluación del daño se incluye el enfoque probabilista y se aplican los criterios del Análisis Dinámico Incremental y el Modelo Paramétrico de Capacidad. Algunos pórticos no arriostrados muestran altas probabilidades de daño severo o colapso, sufriendo deformaciones laterales y degradaciones de rigidez significativas más allá de límites normativos, evidenciando que los desplazamientos relativos y la rigidez son indicadores fundamentales del daño. Se utilizó el Análisis Pushover Adaptativo para determinar ductilidad, reserva de resistencia y desplazamientos máximos. El Modelo VI presenta en general una mejor respuesta que el Modelo SA, pero en ambas configuraciones los marcos no arriostrados muestran mucho mayores daños ante acciones dinámicas.

Palabras clave: rigidizadores laterales; pórticos de acero; análisis dinámicos; curvas de fragilidad; modelos de daño

Recibido: junio 2015

Aceptado: noviembre 2015

1. Introducción

En las edificaciones aporticadas de acero es muy común el uso de rigidizadores laterales, sean de tipo X (*cruces de San Andrés*) o diagonales concéntricas (*V Invertidas*) como elementos estructurales para proporcionar una rigidez adicional para la reducción de desplazamientos laterales, Longo [1], pero se continúan realizando estudios y ensayos sobre estos sistemas de rigidez lateral para conocer su uso más eficiente. En la búsqueda de una configuración adecuada, el calculista tiene la opción de recurrir a métodos o modelos matemáticos capaces de reproducir el comportamiento de una estructura ante un sismo, lo cual es particularmente importante cuando las estructuras son sometidas a solicitaciones que generan comportamientos en el rango no lineal, tal como lo plantean, entre otros, Song [2]. Por otra parte, para describir en forma adecuada el comportamiento del sistema estructural a lo largo de todo el rango de deformaciones, es necesario adoptar una idealización estructural que incluya el comportamiento no lineal a nivel constitutivo y geométrico, que varíen con el nivel de deformación alcanzado, Dolsek [3], por lo que la incorporación de registros de acelerogramas compatibles con los espectros de respuesta de la norma sismo-resistente y basados en eventos sísmicos previamente registrados, permite conocer los desplazamientos últimos asociados al colapso, proporcionando así parámetros que permiten evaluar el proyecto de la estructura analizada y llegar a proponer mejoras en el diseño sismo-resistente. Esto implica claramente la necesidad de proyectar estructuras más resistentes y con capacidad de disipación energética controlada, capaces de soportar grandes esfuerzos, tanto los generados por fuerzas verticales gravitacionales

como los causados por fuerzas horizontales sísmicas, lo que a su vez implica la importancia de investigar estas edificaciones con métodos de análisis que permitan caracterizar el comportamiento sísmico, Li [4], Melchers [5]. Para alcanzar este propósito se requiere un análisis que permita evaluar el comportamiento de la edificación lo más aproximado posible a la realidad. Por todo lo anterior, esta investigación se enfoca en el estudio del comportamiento sismo-resistente de un modelo estructural aporticado de acero de 20 pisos analizado bajo dos modalidades de rigidizadores laterales. En el estudio, se evaluó la integridad estructural de las edificaciones en términos de los estados de daño mediante análisis no lineales estáticos y dinámicos para establecer la respuesta estructural según sus gráficos de capacidad y fragilidad y los modelos de daño. El diseño óptimo y las revisiones estructurales se hacen con programas de análisis de elementos finitos basados en fibras o rotaciones plásticas y en los estudios dinámicos se usan programas que están específicamente desarrollados para aplicaciones de ingeniería sísmica. En todo esto se aplican los procedimientos que plantean el Manual Técnico *HAZUS (FEMA 440)* [6], el proyecto *RISK UE* nivel II, Milutinovic [7], la metodología propuesta en *ATC-40* basada en el método de espectro de capacidad, Freeman [8], el procedimiento *N2*, Fajfar [9], lo planteado por Vamvatsikos [10] en el *análisis dinámico incremental (IDA)*, el comité *Vision 2000*, SEAOC [11], y el *Modelo Paramétrico de Capacidad*, Pujades [12]. Actualmente para el diseño de edificaciones sismo-resistentes en Venezuela se establece el uso de la norma *COVENIN: Edificaciones sismo-resistentes 1756:2001* [13], de la cual Schmitz [14] advierten que en esta normativa no están reflejados los principales parámetros que controlan los efectos de sitio. En la norma sólo se especifican los requisitos mínimos para el diseño de estructuras sismo-resistentes con base en la importancia constructiva que posea la estructura y en el nivel de amenaza sísmica de la zona, entre otros factores, pero dejando a criterio del proyectista la elección del método que esté mejor adaptado a las características de la misma.

* Autor para correspondencia

** Dirección Permanente: Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela.

Correo-e: rugel@uc1a.edu.ve (Ugel, Ronald-David)

2. Metodología

Las dos edificaciones en estudio comparten la misma configuración estructural en planta (Figura 1) y en elevación, solo variando el tipo de los rigidizadores laterales en las fachadas externas para las dos direcciones resistentes X y Y; en el *Modelo SA* (Figura 2a)) se utilizaron rigidizadores laterales en forma de X (cruces de San Andrés) y el *Modelo VI*, se utilizaron diagonales concéntricas tipo *V Invertida* (Figura 2b)). En ambos modelos los pórticos externos están arriostrados en sus vanos extremos y los vanos internos no tienen arriostramiento (Figura 2c)). La planta se considera regular según [13]. Las losas de entrepiso y techo tienen las correas y las vigas de arriostramiento en la dirección del eje Y; en consecuencia, las vigas de carga se colocan en la dirección del eje X. La dirección X está constituida por 3 vanos de 6.00 m cada uno; la dirección Y está constituida por 3 vanos de 5.00 m; la elevación del primer nivel es 4.50 m y el resto de los niveles tienen una altura de 3.00 m.

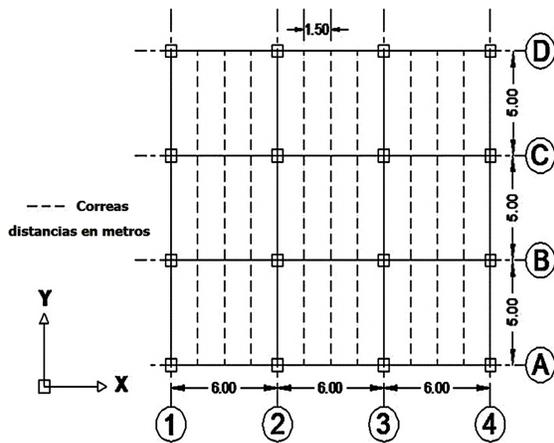


Figura 1: Vista en Planta de los Modelos SA y VI

En los perfiles de acero se utilizó unatensión cedente F_y de 2.530 kgf/cm². Las acciones gravitacionales que actuaban sobre las estructuras son definidas según los criterios expresados en COVENIN 2002-88 “*Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*” [15]. Todos los elementos y uniones estructurales de los modelos, se proyectaron según lo previsto en las Normas [13] y COVENIN 1618-98 “*Estructuras*

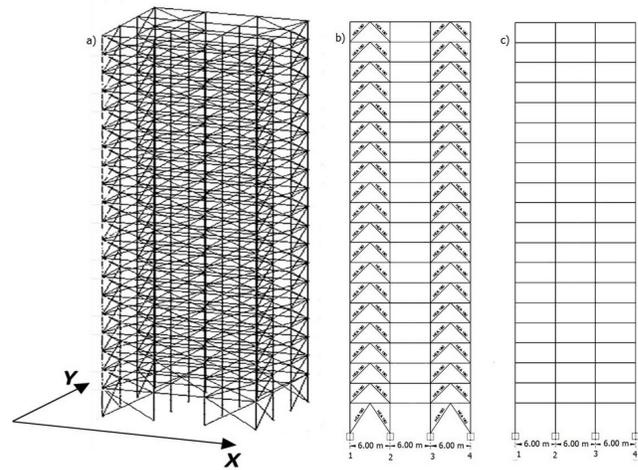


Figura 2: a) Vista isométrica del Modelo SA; b) Pórticos A = D del Modelo VI; c) Pórticos B = C del Modelo VI

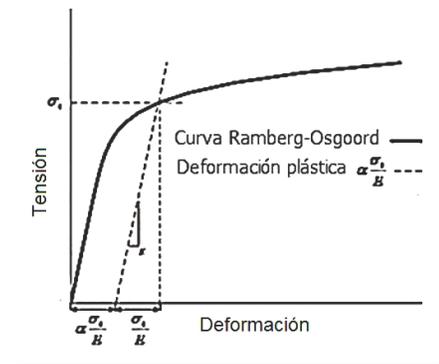


Figura 3: Modelo constitutivo de Ramberg–Osgood

de Acero para Edificaciones” [16]. Los perfiles utilizados son en su totalidad de acero ASTM A-36 HEA y HEB para columnas y vigas. En las correas de las losas de entrepiso se utilizaron perfiles IPN y en los rigidizadores se usaron perfiles HEA 180. Para el modelo constitutivo se utilizó el modelo de acero de Ramberg–Osgood [17] (Figura 3).

Análisis Espectral. Las edificaciones están dentro del Grupo B2, por la clasificación que presenta [13]. Esta clasificación permite la asignación de un factor de importancia igual a 1. La ubicación del emplazamiento, de acuerdo a lo establecido en la norma, indica un peligro sísmico elevado y se le asigna un coeficiente de aceleración horizontal A_0 de 0.30 g. Se consideró una forma espectral S2 (Figura 4) en base a las características del suelo.

El uso de las edificaciones propone un Nivel

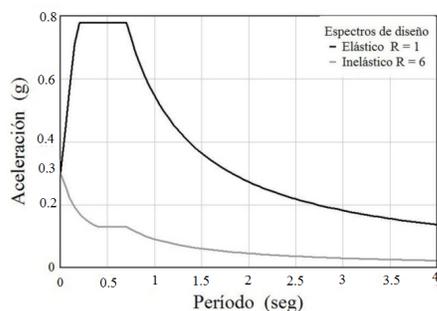


Figura 4: Espectros de diseño elástico e inelástico

de diseño $ND = 3$ que requiere la aplicación estricta de todas las disposiciones COVENIN para el diseño y construcción en zonas sísmicas. Las estructuras son clasificadas como tipo I por presentar elementos estructurales tipo pórticos rígidos en ambas direcciones resistentes. De todo esto se obtiene un Factor de reducción de Respuesta $R = 6$. Desde el punto de vista del tipo de análisis para el diseño, [13] propone el Análisis Dinámico Plano donde los efectos traslacionales se determinan según el Método de Superposición Modal con un grado de libertad por nivel y los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente. Debido al número de pisos de las edificaciones es requisito considerar al menos 4 modos de vibración por nivel en cada dirección resistente.

Control de desplazamientos relativos. En [13] se establecen valores límites para la diferencia de los desplazamientos laterales de 2 niveles consecutivos. La norma establece que el desplazamiento lateral total Δ_i se debe calcular:

$$\Delta_i = 0,8 * R * \Delta_{ei} \quad (1)$$

Siendo Δ_{ei} el desplazamiento lateral inelástico del nivel i , R el factor de reducción de respuesta inelástica, Δ_{ei} es el desplazamiento lateral elástico del nivel i y el factor de amplificación de desplazamiento es 0.8; de lo anterior se determina la deriva de entrepiso δ_i con la expresión

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (2)$$

Para edificaciones del grupo B2 se establece como límite en la relación deriva/altura de entrepiso, el valor 0.018 (1.8 %), más allá del cual

la edificación es susceptible de sufrir daños por deformaciones en sus elementos no estructurales.

Estudio inelástico. En los estudios no lineales estáticos y dinámicos realizados se han utilizado programas de elementos finitos basados en fibras, *SeismoStruc V7.0*, *SeismoSoft* [18], y rotaciones plásticas, *Zeus NL*, *Mid-American Earthquake Center* [19], que están específicamente desarrollados para aplicaciones de ingeniería sísmica.

Empuje incremental adaptativo. La norma sismo-resistente venezolana [13] en su *Método Estático Equivalente* establece que las fuerzas sísmicas de diseño que actúan sobre los elementos estructurales son fuerzas estáticas horizontales derivadas de un procedimiento modal-espectral en el rango elástico de respuesta establecido en la norma. La metodología utiliza espectros de respuesta que son representativos pero reducidos de los movimientos sísmicos previsibles de mayor intensidad. Como resultado, ante un evento sísmico de esas características es probable que la estructura o los elementos estructurales presenten comportamientos de características inelásticas. Con lo antes descrito como fundamento inicial, el estudio inelástico de esta investigación se hace tomando en cuenta lo señalado en [6] por Mwafy [20] para la construcción de la curva de capacidad de 2 pórticos por cada dirección resistente en las 2 edificaciones objeto de estudio. En todos los pórticos hay 4 líneas resistentes verticales (ejes de columnas). De las curvas de capacidad se han determinado los parámetros: ductilidad (μ), reserva de resistencia (Ω), factor de reducción de respuesta (R), así como los valores correspondiente a Fuerzas y Desplazamientos últimos y cedentes, (V_u , V_y , du , dy) con los procedimientos indicados en [6]; los resultados han sido comparados con lo previsto en [13] para estos casos.

Curvas de capacidad. La curva de capacidad (Figura 5) se ha generado utilizando el Empuje Incremental Adaptativo (*Adaptive Pushover*) teniendo en cuenta lo señalado por (entre otros) Antoniou [21] y Papanikolau [22].

Esto ha permitido incorporar características dinámicas en el estudio de los dos modelos al con-

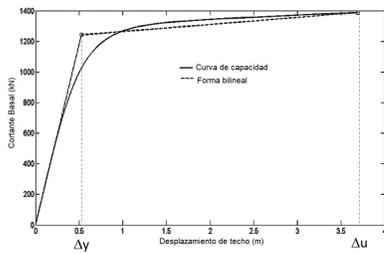


Figura 5: Esquema Espectro Capacidad para curvas de capacidad

siderar amplificaciones espectrales generadas por los periodos inelásticos en los pórticos, tal como lo explican diversos autores como Chopra [23]. De esta forma en las curvas de capacidad de este estudio son consideradas las contribuciones de los modos altos de vibración así como la resistencia localizada y características modales de los pórticos, inducidas por la acumulación progresiva del daño. A partir de la curva idealizada (representación bilineal) se determina la ductilidad estructural, la reserva de resistencia y factor de reducción para cada pórtilco de acuerdo a estas expresiones:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}, \quad \Omega = \frac{V_{ult}}{V_p} \quad R = \mu * \Omega \quad (3)$$

donde:

μ = Ductilidad estructural,

Δu = Desplazamiento último,

Δy = Desplazamiento correspondiente al puntode cedencia,

Ω = Reserva de resistencia,

V_{ult} = Cortante basal último,

V_p = Cortante basal de proyecto o elástico,

R = Factor de reducción de respuesta inelástica.

Las curvas de capacidad son transformarlas a formato pseudo-aceleración – pseudo-desplazamiento (sa-sd), para ubicar el punto de desempeño que es el punto de intersección de la curva de capacidad espectral y el espectro de demandas para evaluar la integridad estructural de la edificación. Las curvas idealizadas son constituidas a partir de dos rectas, que definen el comportamiento elástico y plástico de la capacidad, tal como lo propone, entre otros, FEMA 440 [6].

Señales sísmicas. Para la predicción de la respuesta inelástica de las estructuras al ser sometidas a una excitación sísmica, el modelado es realizado mediante la introducción de curvas de carga de aceleración (acelerogramas) híbridos generados en base a sismos reales compatibles con el espectro de la zona en estudio (Figura 6) o que hayan producido daños en edificaciones cuyas consecuencias puedan ser relevantes en esta investigación.

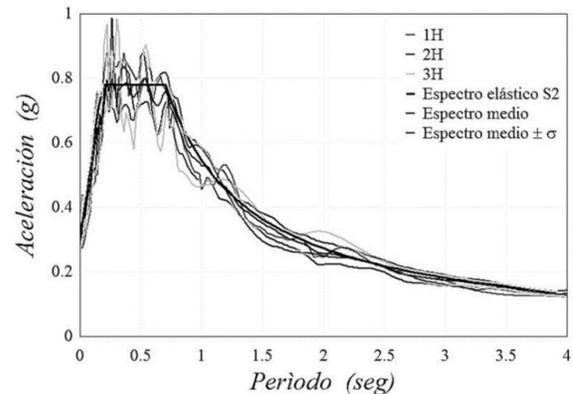


Figura 6: Espectros de las señales sísmicas híbridas utilizadas en el estudio

El tiempo total de todos los registros es de 35 seg y sus duraciones significativas están entre 16 y 21 seg. Se obtuvo las gráficas en función del tiempo de cada pórtilco para los diferentes sismos en coordenadas *aceleración & tiempo*. De estas curvas se determinaron las derivas globales y de entrepiso.

Análisis dinámico. En esta investigación el análisis dinámico es utilizado en los 16 pórticos ya descritos para estudiar su desempeño estructural (fundamentado en los desplazamientos relativos de entrepiso) ante la acción sísmica a través de los gráficos *THA* y las envolventes *IDA*. Para ello se realizaron 24 gráficos *Time-History* correspondientes a 8 pórticos escogidos de las 2 edificaciones objeto de este estudio. Cada pórtilco fue analizado con los 3 acelerogramas escogidos para este efecto; de allí se obtienen los desplazamientos absolutos y relativos en la cubierta y en los diferentes niveles de la edificación, resultando en dos gráficos para cada uno de los sismos en cada pórtilco. El primero corresponde al

Tabla 1: Propuesta de VISION 2000 para estados de daño

<i>Desplazamiento relativo máximo</i>	<i>Características de desempeño</i>	<i>Períodos de retorno</i>	<i>Probabilidad de ocurrencia</i>
±0.2 %	Totalmente Operacional	43 años	50 % en 30 años
±0.5 %	Operacional	72 años	50 % en 50 años
±1.5 %	Seguridad vital	475 años	10 % en 50 años
±2.5 %	Expectativa de colapso	970 años	10 % en 100 años

desplazamiento global (desplazamiento del techo) y el segundo a los desplazamientos relativos entre los niveles. De esta manera se evalúa el comportamiento de la edificación en base a lo planteado en [13] y recomendado por Calvi [24], Elnashai [25] y el *Euro Código 8 (European Committee of Normalization)* [26], entre otros. En este estudio consideramos lo recomendado por el documento *VISION 2000* explicado en *PEER* [27] (Tabla 1). Los resultados de esta evaluación por desplazamientos y deformaciones laterales son comparados con los índices de daños resultantes de la evaluación de la edificación en términos de capacidad obtenidos de los análisis no lineales de carácter monotónico. En [13] se exige el redimensionamiento de edificaciones donde se exceda el límite de 1.8 % en algún pórtico de cualquier nivel. El diseño normativo de las dos edificaciones tomó en cuenta esta exigencia.

Análisis dinámico incremental. En el Análisis Dinámico Incremental (IDA) [10], la estructura es sometida a un acelerograma donde se amplifica en forma progresiva la aceleración pico del suelo. En esta investigación, se han ejecutado 24 análisis IDA (de 11 escalamientos cada uno) correspondientes a la aplicación de los 3 acelerogramas utilizados a cada uno de los 8 pórticos en las 2 edificaciones objeto de estudio. Para cada análisis se utilizaron factores de escala con incrementos de 0.03 con una aceleración normalizada mínima de 0.03 y máxima de 0.33 g. Los gráficos resultantes consisten en la ubicación de los puntos correspondientes a los valores máximos en cada escala. La envolvente de esos puntos es la respuesta dinámica de los pórticos ante la acción sísmica considerada y sus características y magnitudes máximas son

comparadas con las curvas de capacidad obtenidas de la aplicación del Pushover Adaptativo.

Punto de máxima capacidad por demanda. Pujades [28] explican que el método del espectro de capacidad (MEC) permite calcular la exigencia de desplazamiento y aceleración que una determinada acción sísmica, definida mediante su espectro de respuesta elástica, va a producir en un edificio o estructura definida mediante su espectro de capacidad. La intersección de los espectros de capacidad y de demanda se conoce como el punto de capacidad por demanda o punto de desempeño (Performance Point) y representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento. En esta investigación, el punto de desempeño es determinado para cada uno de los 8 pórticos seleccionados. Para ello se usa la metodología explicada en [6]. Esto se realiza una vez obtenida la curva de capacidad de cada pórtico mediante el análisis incremental adaptativo Adaptive Pushover, usando para la demanda el espectro medio de los 3 acelerogramas utilizados.

Índice de daño. La estimación de daño se hace utilizando para ello este índice I_{dm} y el modelo de daño desarrollado por Pujades [12] que determina el índice de daño ID_{cc} tomando como referencia fundamental la curva de capacidad de las edificaciones y considerando en su formulación la degradación de rigidez y la energía disipada. Así mismo, los umbrales de daño 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65 para los estados de daño *leve*, *moderado*, *severo* y *completo* propuestos en esta investigación son usados para evaluar el comportamiento de las edificaciones.

Tabla 2: Comparación entre cortantes basales máximos normalizados

Modelo	Pórticos					
	A = D (Rigidizados)	B = D	Diferencia %	1 = 4 (Rigidizados)	2 = 3	Diferencia %
SA	0.252	0.093	62.96	0.201	0.061	69.87
VI	0.214	0.076	64.37	0.137	0.0675	50.74

3. Análisis de resultados

Los indicadores de las curvas de capacidad obtenidas fueron normalizados de la siguiente manera: el cortante basal en función del peso total de las edificaciones $V_{techo}/W_{edificio}$ y el desplazamiento lateral se expresó en función de la deriva global $\Delta_{techo}/h_{edificio}$. Las curvas resultantes para el Modelo VI se muestran en la Figura 7 y la Tabla 2 muestra la diferencia en términos porcentuales de las capacidades entre los pórticos de cada edificación.

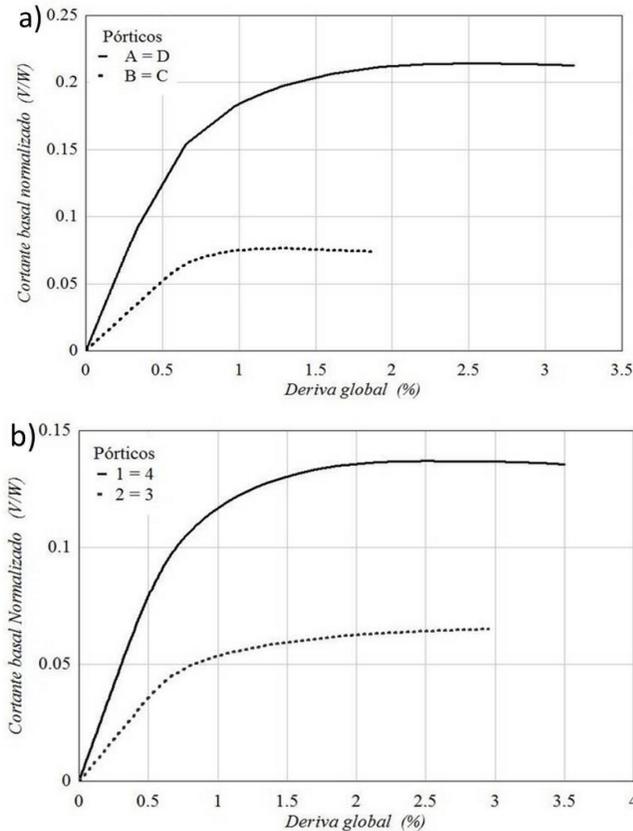


Figura 7: Curvas de capacidad normalizadas del Modelo VI a) Pórticos en dirección X; b) Pórticos en dirección Y

Tabla 3: Valores de ductilidad y reserva de resistencia

Pórtico	Modelo	Ductilidad	Reserva de resistencia
A = D (Rigidizados)	SA	3.26	1.71
	VI	4.59	3.74
B = C	SA	2.22	3.75
	VI	2.65	3.01
1 = 4 (Rigidizados)	SA	3.25	1.41
	VI	4.27	2.54
2 = 3	SA	2.47	4.16
	VI	3.20	3.46

Ductilidad y reserva de resistencia. De la representación bilineal se obtuvo los valores de ductilidad estructural (μ) y reserva de resistencia que muestra la Tabla 3. Se observó que el factor de reducción de respuesta inelástica R fue menor en el Modelo SA, estando en algunos casos por debajo del valor de diseño previsto de $R = 6$; además, este factor resultó menor en los pórticos no arriostrados de ambos modelos.

Una formulación alternativa de la reserva de resistencia inelástica Ω_p (extraída de la representación bilineal) es mostrada en la Ecuación (4)

$$\Omega_p = \frac{V_{ult}}{V_y} \tag{4}$$

donde V_{ult} es el cortante basal último de la curva de capacidad y V_y es el punto de cedencia en la representación bilineal. Para esta reserva de resistencia de la zona de plastificación, los valores obtenidos resultaron en general entre 2 y 3 veces menores que los calculados con el criterio normativo, alcanzando en algunos casos valores muy cercanos al mínimo teórico de reserva de resistencia = 1.

Desplazamientos dinámicos. Se observó que en todos los modelos se alcanzó el Estado Límite de Colapso (> 2.5 % de deriva de entrepiso) en por lo

Tabla 4: Desplazamientos Relativos de Entrepisos en Modelo SA

Sismo			Pórticos sentido X		Pórticos sentido Y	
	Estado Limite	Rangos (%)	A = D	B = C	1 = 4	2 = 3
1H	Sin daño	0 - 0.0	X	X	X	X
	Operacional	0.2 - 0.5	X	X	X	X
	Seguridad vital	0.5 - 1.5	∅	X	X	X
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5		X	✓	✓
	Colapso	≥ 2.5		✓		
2H	Sin daño	0 - 0.0	X	X	X	X
	Operacional	0.2 - 0.5	X	X	X	X
	Seguridad vital	0.5 - 1.5	X	X	✓	X
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5	✓	✓		X
	Colapso	≥ 2.5				✓
3H	Sin daño	0 - 0.0	X	X	X	X
	Operacional	0.2 - 0.5	X	X	X	X
	Seguridad vital	0.5 - 1.5	X	X	X	X
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5	✓	X	✓	X
	Colapso	≥ 2.5		✓		✓

X: Supera el umbral del Estado Límite. ✓: Alcanza el Estado Límite.

menos un pórtico con alguno de los acelerogramas utilizados. En la mayoría de los pórticos se alcanzó el Estado Límite de *Alerta o Expectativa de Colapso*. Esto es consistente con los índices de daño probable resultados del análisis estático. En general, las mayores derivas se produjeron en los pisos cercanos al piso y al techo de los pórticos, evidenciándose la incursión de la estructura en los modos superiores de vibración dinámica. Las Tablas 4 y Tabla 5 resumen los Estados Límites alcanzados en los Modelos SA y VI.

Fragilidad y daño. La Figura 8 muestra las curvas de fragilidad de los modelos en la dirección resistente Y; en la definición de las probabilidades de exceder ciertos estados de daño, se han considerado cuatro umbrales que definen 5 posibles estados de daño: *No daño, Leve, Moderado, Severo* y *Completo*. El índice de daño se obtuvo según dos metodologías; en el primer enfoque se consideraron los criterios definidos por Ang [29] y el Proyecto RISK-UE [7], resultando un índice de daño probable calificado como *severo* o *extensivo*. Por otro lado, se utilizó el criterio postulado por Pujades [12] de un modelo paramétrico para curvas de capacidad e índice de daño formulado directamente desde la capacidad

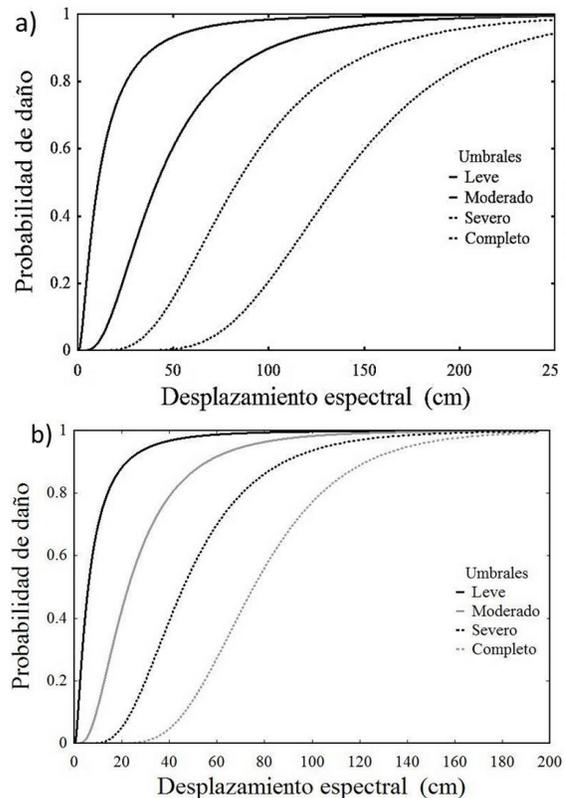


Figura 8: Curvas de fragilidad en dirección Y. a) Pórtico 1 = 4; b) Pórtico 2 = 3

de las edificaciones. Con este modelo de daño *IDcc*, la probabilidad de daño también alcanzó el estado severo, lo que incrementa la confiabilidad

Tabla 5: Resumen de Desplazamientos Relativos de Entrepisos en Modelo VI

Sismo	Estado Limite	Rangos (%)	Pórticos sentido X		Pórticos sentido Y	
			A = D	B = C	1 = 4	2 = 3
1H	Sin daño	0 - 0.0	X	X	X	X
	Operacional	0.2 - 0.5	X	X	X	X
	Seguridad vital	0.5 - 1.5	✓	X	✓	X
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5		✓		✓
	Colapso	≥ 2.5				
2H	Sin daño	0 - 0.0	X	X	X	X
	Operacional	0.2 - 0.5	X	X	X	X
	Seguridad vital	0.5 - 1.5	✓	X	X	X
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5		X	✓	✓
	Colapso	≥ 2.5		✓		
3H	Sin daño	0 - 0.0	X	X	X	X
	Operacional	0.2 - 0.5	X	X	X	X
	Seguridad vital	0.5 - 1.5	✓	X	X	X
	Alerta de colapso	1.5 - 2.5		✓	✓	X
	Colapso	≥ 2.5				✓

X: Supera el umbral del Estado Límite. ✓: Alcanza el Estado Límite.

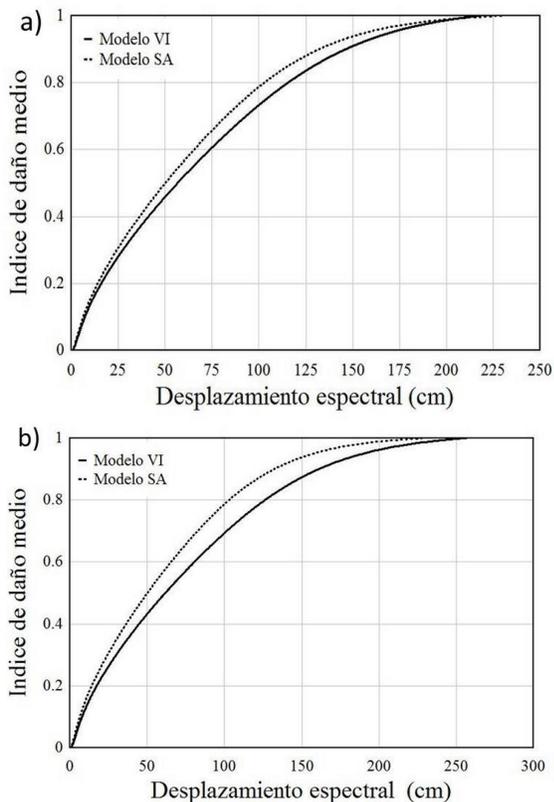


Figura 9: Evolución del daño. a) Pórtico A = D; b) Pórtico 1 = 4

de los resultados. La Figura 9 muestra el índice de daño medio de los casos estudiados a partir de los

modelos de fragilidad.

4. Conclusiones

Los resultados obtenidos permiten concluir que el cumplimiento de las normas venezolanas no es suficiente para garantizar que las edificaciones se comportarán adecuadamente ante la acción de los sismos de ocurrencia probable en la zona estudiada. De las curvas de capacidad se concluye que el arriostramiento de los pórticos en los vanos externos permite incrementar la capacidad que posee la estructura para soportar cargas laterales, resultando diferencias entre pórticos arriostrados y no arriostrados que oscilaban entre el 50 % y 70 %, lo cual es consistente con lo descrito en Ugel [30]. Al revisar los valores de las derivas globales, se observa que las estructuras pueden presentar daños en los elementos no estructurales o podrían presentar daños reparables en algunos elementos estructurales pero sin llegar al colapso de la estructura. No obstante, al comparar estas derivas globales con las derivas de entrepiso, muchos pórticos presentaron daños en elementos estructurales hasta alcanzar en algunos casos el colapso de la estructura. Por ello es claro que no es suficiente con verificar el valor de las derivas globales

ya que pequeñas deformaciones en ciertos pisos pudieran compensar deformaciones excesivas en otros, obteniéndose valores globales por debajo del límite normativo pero aun así alcanzando el colapso de la estructura. Se observó que las derivas de los pórticos arriostrados fueron menores a las de los no arriostrados, concluyéndose así que existe un mejor desempeño de la estructura cuando se usan rigidizadores laterales, mostrando el mejor rendimiento el *Modelo VI* con diagonales concéntricas tipo *V invertida*. Además, en el caso de los pórticos arriostrados, las mayores derivas se presentan en los últimos niveles mientras que para los no arriostrados, fueron mayores en los niveles inferiores. Los mayores desplazamientos relativos entre niveles se consiguieron consistentemente entre los niveles 1, 2 y 3 o entre los niveles 17, 18 y 19, lo que concuerda con lo concluido por, entre otros, Bermúdez [31] y Gunay [32] quienes afirman que los niveles superiores generalmente experimentan su máximo desplazamiento en el rango elástico de respuesta, mientras que existe una alta concentración de inelasticidad en los niveles bajos

Es muy importante señalar que los dos modelos estructurales cumplieron todos los requerimientos normativos vigentes en los códigos venezolanos; el método de análisis sugerido por la norma y que aquí se utilizó para el diseño óptimo, considera condiciones modales y espectrales que simulan el efecto sísmico sobre las edificaciones; Sin embargo, el análisis de empuje incremental adaptativo y los análisis dinámicos dejan claro que el solo cumplimiento de la norma no garantiza un comportamiento adecuado de las edificaciones ante eventos sísmicos probables de la zona en estudio. Por otra parte, parámetros como el factor de reducción de respuesta no han generado los resultados que se podría esperar desde el punto de vista normativo. A través del análisis con empuje incremental se apreció que los pórticos con arriostramientos laterales tienen mayor capacidad ante cargas laterales, siendo particularmente notable en el modelo *VI*. En cuanto a los valores de ductilidad y reserva de resistencia, se concluye que estos valores cumplen con lo previsto normativamente. El factor de reducción de respuesta R obtenido, al

ser comparado con el considerado para el estudio, resultó ser mayor excepto en el caso de los pórticos no arriostrados del *Modelo SA*. Sin embargo, al considerar la reserva de resistencia expresada en función de la representación bilineal de las curvas de capacidad, este actor de reducción de respuesta inelástico estuvo, en todos los pórticos de ambos modelos, por debajo del valor considerado por la norma. Esto indica que estos valores normativos, formulados a través de juicio de expertos, muchas veces son usados sin considerar o incluir parámetros como la ductilidad y la reserva de resistencia o factores como la redundancia estructural y la hiperestaticidad.

En los gráficos en función del tiempo se evidenció que ambos modelos incursionan en modos superiores de vibración. Es notable que las mayores derivas de entrepiso se alcancen en los niveles cercanos a zonas con cambios de rigideces significativos, sea en juntas donde exista disminución de secciones en las columnas o vigas o entre la base y las columnas de planta baja. A pesar que ante todos los sismos los modelos incursionan mayormente en el Estado Límite de *Alerta de Colapso*, el *Modelo SA* tiende a acercarse más al límite superior del rango o llegar al *Colapso*. Los índices de daño obtenidos por dos metodologías, la matriz de probabilidad de daño resultante del análisis inelástico de naturaleza estática y los umbrales de los Estados Límites utilizados para los análisis dinámicos, coinciden en calificar el daño esperado como *Severo*, por lo que ante la ocurrencia de un evento sísmico probable, las edificaciones con características similares a los modelos evaluados tienen alta probabilidad de presentar daños que comprometen la capacidad resistente del sistema estructural y la propia estabilidad de la estructura.

Las conclusiones de este estudio son aplicables a esta tipología específica de estructuras, por lo que es importante el estudio de otras configuraciones para calibrar los resultados con las estructuras aquí planteadas. Es aconsejable que el estudio de modelos mecánicos abarque otras combinaciones de tipologías, números de pisos, distancia entre ejes, altura de columnas y niveles de amenaza sísmica. Dado que los resultados muestran que las

cargas sísmicas son resistidas en gran parte por los arriostramientos laterales, es conveniente investigar el mecanismo y magnitud de la transferencia de carga hacia otros elementos estructurales en caso que fallen los arriostramientos.

Referencias

- [1] Alessandra Longo, Rosario Montuori, and Vincenzo Piluso. Seismic reliability of v-braced frames: Influence of design methodologies. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(14):1587–1608, 2009.
- [2] Jianlin Song and Bruce R Ellingwood. Seismic reliability of special moment steel frames with welded connections: I. *Journal of structural engineering*, 125(4):357–371, 1999.
- [3] Matjaz Dolsek. Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(6):805–825, 2009.
- [4] Wei Li, Qing-ning Li, Wei-shan Jiang, and Lei Jiang. Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures—state-of-the-art. *Composites Part B: Engineering*, 42(2):190–206, 2011.
- [5] Robert E. Melchers. *Structural reliability analysis and prediction*. John Wiley & Son Ltd, 1999.
- [6] FEMA. 440, improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. *FEMA-440, Redwood City*, 2005.
- [7] Zoran Milutinovic and Goran Trendafolosky. Wp04 vulnerability of current buildings risk-ue project of the ec: an advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. In *WP4: Vulnerability of Current Buildings*, Bruselas, 2003.
- [8] Sigmund A Freeman. Development and use of capacity spectrum method. In *Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering*. EERI Seattle, WA, 1998.
- [9] Peter Fajfar. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake spectra*, 16(3):573–592, 2000.
- [10] Dimitrios Vamvatsikos and C Allin Cornell. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3):491–514, 2002.
- [11] SEAOC. *Handout for Webinar: IBC Structural-Seismic Design Manual*, volume 2 of *Tilt-up Construction*, chapter A Framework for Performance-based Engineering. Structural Engineering Association of California, 2012.
- [12] Luis G Pujades, Yeudy F Vargas-Alzate, Alex H Barbat, and José R González-Drigo. Parametric model for capacity curves. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(5):1347–1376, 2015.
- [13] Norma covenin 1756:01 2001. edificaciones sismo resistentes, 2001.
- [14] M Schmitz, JJ Hernández, FA Audemard, G Malavé, and L Andrade. Proyecto de microzonificación sísmica en las ciudades de caracas y de barquisimeto. In Daniel Moreno, editor, *Memorias del IV Coloquio Sobre Microzonificación Sísmica, Serie Técnica de FUNVISIS*, volume 1 of *Serie Técnica*, pages 260–263, Caracas, 2005. FUNVISIS, Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas.
- [15] Norma covenin 2002-1988. criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones, 1988.
- [16] Norma covenin 1618-1998. norma de estructuras de acero para edificaciones. método de los estados límite—mites. 1era revisión, 1998.
- [17] Walter Ramberg and William R Osgood. Description of stress-strain curves by three parameters. Technical Note 902, National Advisory Committee For Aeronautics, Washington DC., 1943.
- [18] Seimosoft Seimostruct. A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. URL: <http://www.seimosoft.com>, 2004.
- [19] Amr S Elnashai, Vassilis K Papanikolaou, and Do Hyung Lee. *Zeus NL—A system for inelastic analysis of structures—User Manual*. Mid-America Earthquake Center, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, 2011.
- [20] AM Mwafy and AS Elnashai. Calibration of force reduction factors of rc buildings. *Journal of earthquake engineering*, 6(02):239–273, 2002.
- [21] S Antoniou and R Pinho. Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(04):497–522, 2004.
- [22] Vassilis K Papanikolaou and Amr S Elnashai. Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis i: Methodology. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(06):923–941, 2005.
- [23] Anil K Chopra and Rakesh K Goel. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 33(8):903–928, 2004.
- [24] GM Calvi. Alternative choices and criteria for seismic strengthening. In *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- [25] Amr S Elnashai and Luigi Di Sarno. *Fundamentals of earthquake engineering*. Wiley New York, 2008.
- [26] 8:2005 design of structures for earthquake resistance—part 3: Assessment and retrofitting of buildings, 2005.
- [27] PEER NGA. Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center. CEE 227 - Earthquake Engineering. University of California. Berkeley, 2013.
- [28] Pujades, Luis; Barbat, Alex y Lantada, Nieves. Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas:

- desarrollo de escenarios. *Revista internacional de Ingeniería—a de Estructuras*, 12(1):1–28, 2007.
- [29] Alfredo HS Ang, Won Jong Kim, and Sung Bae Kim. Damage estimation of existing bridge structures. In *Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation*, pages 1137–1142. ASCE, 1993.
- [30] Ugel Ronald, Vielma Juan Carlos, Herrera Reyes, Perez Sigrit, and Barbat Alex. Seismic response of high-rise steel framed buildings with chevron-braced designed according to venezuelan codes. *Natural Science*, Earthquake Special Issue, August 2012.
- [31] Carlos Bermudez. *Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero*. Tesis doctoral, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España, 2010.
- [32] Mehmet Selim Günay and Halûk Sucuoğlu. An improvement to linear-elastic procedures for seismic performance assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(8):907–931, 2010.