



SABER. Revista Multidisciplinaria del Consejo de Investigación de la Universidad de Oriente
ISSN 1315-0162
saber@udo.edu.ve
Universidad de Oriente
Venezuela

REVISIÓN PARAMÉTRICA DEL COMPORTAMIENTO SISMO- RESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO DE GRAN ALTURA CON DIFERENTES CONFIGURACIONES DE RIGIDIZADORES LATERALES

Ugel Garrido, Ronald David; Herrera González, Reyes Indira; Pérez Colmenares, Sigrít Daniela; López Machado, Leonardo José

REVISIÓN PARAMÉTRICA DEL COMPORTAMIENTO SISMO-RESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO DE GRAN ALTURA CON DIFERENTES CONFIGURACIONES DE RIGIDIZADORES LATERALES

SABER. Revista Multidisciplinaria del Consejo de Investigación de la Universidad de Oriente, vol. 28, núm. 2, 2016

Universidad de Oriente

Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=427749623009>

REVISIÓN PARAMÉTRICA DEL COMPORTAMIENTO SISMO- RESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO DE GRAN ALTURA CON DIFERENTES CONFIGURACIONES DE RIGIDIZADORES LATERALES

PARAMETRIC REVIEW OF SEISMIC RESPONSE OF
HIGH RISE STEEL BUILDINGS WITH TWO TYPES
OF BRACING SYSTEMS

Ronald David Ugel Garrido / rugel@ucla.edu.ve

Universitat Politècnica de Catalunya, España

Reyes Indira Herrera González

Universitat Politècnica de Catalunya, España

Sigrit Daniela Pérez Colmenares

Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Venezuela

Leonardo José López Machado

Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Venezuela

Ronald David Ugel Garrido, Reyes
Indira Herrera González, Sigrit Daniela
Pérez Colmenares, et al.

REVISIÓN PARAMÉTRICA DEL
COMPORTAMIENTO SISMO-
RESISTENTE DE EDIFICIOS DE
ACERO DE GRAN ALTURA CON
DIFERENTES CONFIGURACIONES
DE RIGIDIZADORES LATERALES

SABER. Revista Multidisciplinaria del
Consejo de Investigación de la
Universidad de Oriente, vol. 28, núm. 2,
2016

Universidad de Oriente

Recepción: 01 Octubre 2015

Aprobación: 01 Enero 2016

Redalyc: [http://www.redalyc.org/
articulo.oa?id=427749623009](http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=427749623009)

Resumen: En esta investigación se realizó la revisión y comparación mediante parámetros de capacidad de la respuesta sismo-resistente de dos modelos estructurales de acero de gran altura con diferentes sistemas de arriostramiento lateral, proyectados según la norma venezolana COVENIN 1756:01 (2001) "Edificaciones sismo-resistentes". 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 evaluaron los edificios en términos de demanda-capacidad. En la acción sísmica se utilizaron acelerogramas híbridos compatibles con el espectro de diseño característico de la zona metropolitana Barquisimeto-Cabudare en el estado Lara. Las curvas de capacidad se normalizaron en función del peso de las edificaciones a fin de unificar los criterios comparativos. La reserva de resistencia se comparó con un criterio alternativo basado en la representación bilineal de la capacidad y para su evaluación se utilizó el análisis estático inelástico Adaptive Pushover. En la evaluación del daño se incluyó el enfoque probabilístico y se aplicaron los criterios del Análisis Dinámico Incremental y el Modelo Paramétrico de Capacidad. Algunos pórticos no arriostrados mostraron 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. El Modelo VI presentó en todos los pórticos una mejor respuesta sismo-resistente que el Modelo SA, pero en ambas configuraciones los marcos no arriostrados mostraron mayores daños ante acciones dinámicas.

Palabras clave: Diagonales concéntricas, modelos estructurales, respuesta sísmica, curvas de fragilidad, modelo de daño.

Abstract: This study performed the review and comparison of the seismic response of two high-rise steel structural models with different bracing systems projected according to Venezuelan seismic code COVENIN 1756:01 (2001) "Seismic resistant buildings". Model VI utilized concentrically V-braced steel frames and Model SA used diagonal X-bracing concentrically braces frames. The seismic action was managed in terms of response spectra and buildings were evaluated in terms of demand-capacity. Seismic

action used hybrid accelerograms with spectral signals similar to the design spectrum characteristic of the Barquisimeto-Cabudare metropolitan zone in Lara State. The capacity curves were normalized according to the weight of the buildings in order to unify the comparative criteria. The reserve of resistance was compared with an alternative approach based on bilinear representation of capacity and for its evaluation the inelastic static analysis Adaptive Pushover was used. Damage evaluation included probabilistic approach and procedures were applied 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. 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: V-braced frames, structural models, seismic response, fragility curves, damage models.

Introducción

En las edificaciones aporricadas 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 et al. 2009), 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 y Ellingswood (2009). 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 2008), 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 (Melchers 2002, Li et al. 2011). 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 enfocó 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 este contexto, actualmente para el diseño de edificaciones sismo-resistentes en Venezuela se establece el uso de la norma COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) "Edificaciones sismo-resistentes". En esta 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 más se adapte a las características de la misma.

MATERIALES Y METODOS

Las dos edificaciones en estudio comparten la misma configuración estructural en planta (Fig. 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 (Fig. 2a) se utilizaron rigidizadores laterales en forma de X (cruces de San Andrés) y en el Modelo VI, se utilizaron diagonales concéntricas tipo V Invertida (Fig. 2b). En ambos modelos los pórticos externos están arriostrados en sus vanos extremos y los vanos internos no tienen arriostamiento (Figura 2c). La planta se considera regular según COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001). Las losas de entrepiso y techo tienen las correas y las vigas de arriostamiento 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 tres vanos de 6,00 m cada uno; la dirección Y está constituida por tres 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.

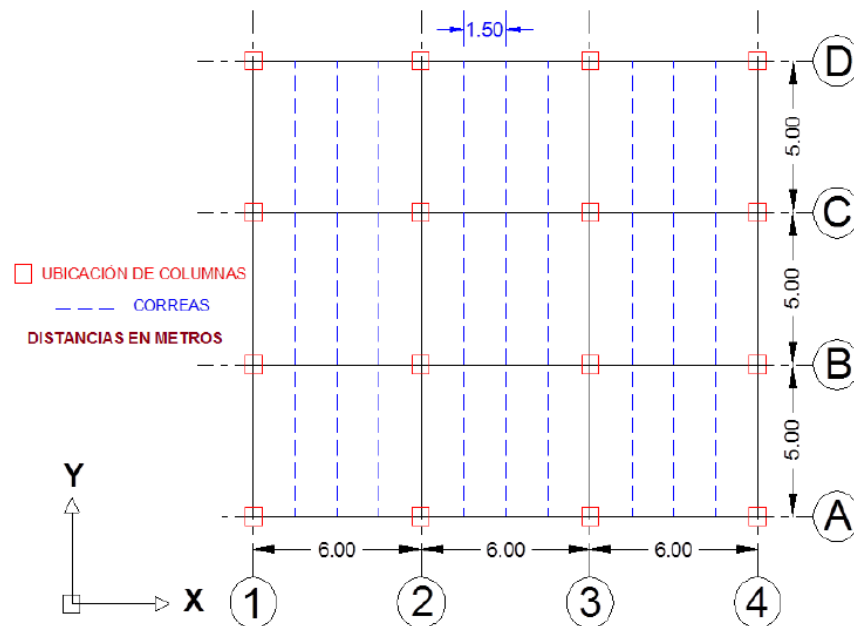


Figura 1
Vista en Planta de los Modelos SA y VI.

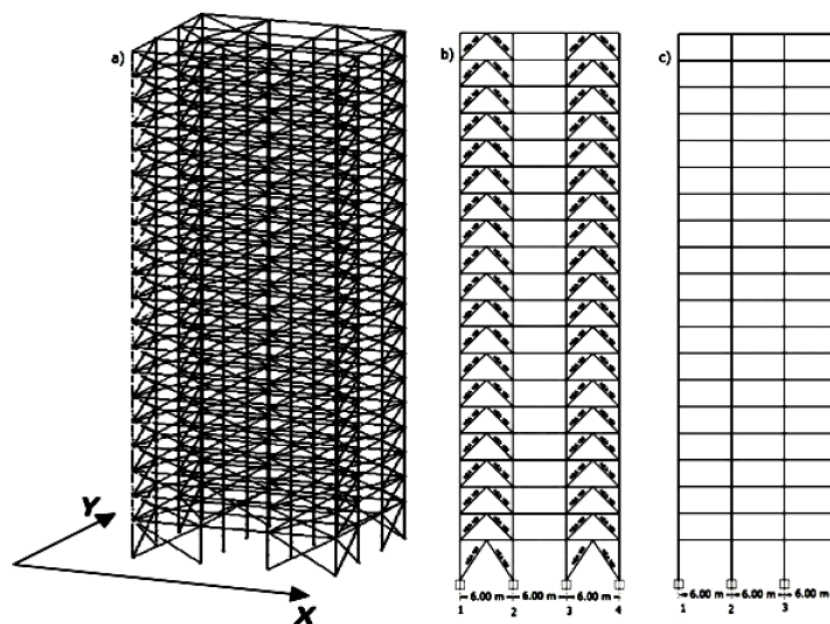


Figura 2.
a) Vista del Modelo SA; b) Pórticos A = D Modelo VI; c) Pórticos B = C Modelo VI.

En los perfiles de acero se utilizó una resistencia a la cedencia F_Y de 2.530 kN/m². Las acciones gravitacionales que actúan sobre las estructuras fueron definidas según los criterios expresados en COVENIN 2002:88 (COVENIN 1988) “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”. Todos los elementos y uniones estructurales de los modelos, se proyectaron según lo previsto en las Normas COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) y COVENIN 1618:98

(COVENIN 1998) “Estructuras de Acero para Edificaciones”. Los perfiles utilizados eran en su totalidad del tipo HEA o HEB ASTM A-36 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. En la Figura 3 se muestra el modelo constitutivo para acero de Ramberg y Osgood (1943) utilizado.

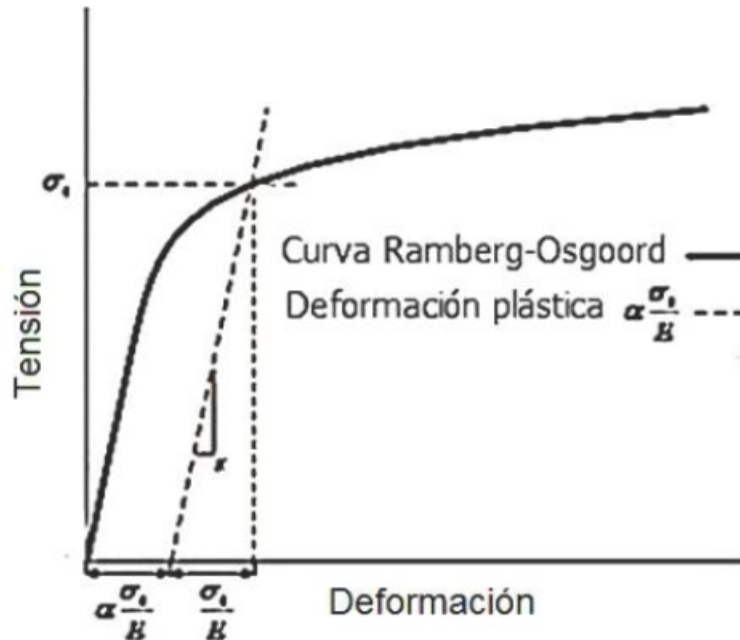


Figura 3.

Esquema de comportamiento del acero según el modelo de Ramberg y Osgood (1943).

Análisis espectral

Las edificaciones están dentro del Grupo B2, por la clasificación que presenta COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001), que considera dentro de este Grupo a los edificios de apartamentos con menos de 20.000 m² de área techada. Esta clasificación permite la asignación de un factor de importancia = 1. La ubicación del emplazamiento, de acuerdo a lo establecido en la norma, indica un peligro sísmico elevado y una aceleración horizontal de 0,30 g. Se consideró una forma espectral S2 con base en las características del suelo que son, en la zona en estudio, predominantemente firmes y con velocidades de corte que oscilan entre 170 y 250 metros/segundo y una profundidad de roca menor a 60 metros (ver Sección 5.1 y Tabla 5a de COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001)).

El uso de las edificaciones propone un Nivel 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 Respuesta R = 6. Desde el punto de vista del tipo de análisis para el diseño, COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) 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 (20), es requisito considerar al menos cuatro modos de vibración por nivel en cada dirección resistente.

Control de desplazamientos relativos

En COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) se establecen valores límites para la diferencia de los desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos. La norma establece que el desplazamiento lateral total Δ_i , medido en unidades de longitud, se debe calcular según la Ec. 1:

$$\Delta_i = 0.8 * R * \Delta_{ei} \quad (1)$$

[Ec. 1:]

Siendo Δ_i el desplazamiento lateral inelástico del nivel i , R el factor de reducción de respuesta inelástica (adimensional), 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 el desplazamiento relativo entre pisos consecutivos con la Ec. 2:

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

[Ec. 2]

Para edificaciones del grupo B2 la norma COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) establece como límite máximo en la relación desplazamiento/altura de entrepiso, el valor 0,018 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 2014), y rotaciones plásticas Zeus NL, Mid-American Earthquake Center (MAEC 2011), que están específicamente desarrollados para aplicaciones de ingeniería sísmica. 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 realizaron con programas de análisis de elementos finitos basados en fibras o rotaciones plásticas y en los estudios dinámicos se utilizaron programas que están específicamente desarrollados para aplicaciones de ingeniería sísmica. En el Análisis Incremental Adaptativo (Adaptive Pushover) se aplicaron criterios que se plantean en el Manual Técnico HAZUS (FEMA 440) (NEHRP 2005), el proyecto RISK UE nivel II

(Milutinovic y Trendafilosky 2003) y el método de espectro de capacidad (Freeman 1998). En el Análisis Dinámico se utilizó la metodología del Análisis Dinámico incremental (Vamvatsikos y Cornell 2002). Para la determinación del daño se utilizó lo previsto en el comité Vision 2000 (SEAOC 1995) y el Modelo Paramétrico de Capacidad (Pujades et al. 2014).

Empuje incremental adaptativo

La norma sismo-resistente venezolana COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) 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 realizó tomando en cuenta lo señalado en FEMA 440 (NEHRP 2005) y por Mwafy y Elnashai (2002) para la construcción de la curva de capacidad de dos pórticos por cada dirección resistente en las dos edificaciones objeto de estudio. En todos los pórticos existen cuatro líneas resistentes verticales o ejes de columnas (Fig. 2c y 2d).

Capacidad

Las curvas de capacidad, su representación bilineal (Fig. 4) y su posterior esquema espectro-capacidad, se elaboraron utilizando el Análisis Incremental Adaptativo (Adaptive Pushover) teniendo en cuenta lo señalado por Antoniou y Pinho (2004) y Papanikolaou y Elnashai (2005). De las curvas de capacidad generadas para cada pórtico de cada modelo (Fig. 7) se determinaron 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 , d_u , d_y) con los procedimientos indicados en FEMA 440 (NEHRP 2005); los resultados han sido comparados con lo previsto en COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) para estos casos.

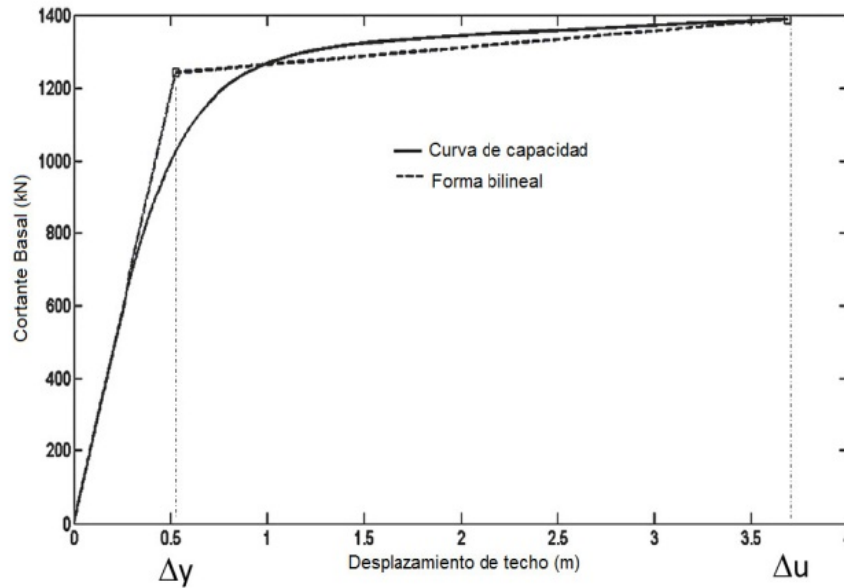


Figura 4.
Esquema Espectro Capacidad

Esto permitió incorporar características dinámicas en el estudio de los dos modelos al considerar amplificaciones espectrales generadas por los periodos inelásticos en los pórticos, tal como lo explican diversos autores como Chopra y Goel (2004). De esta forma en las curvas de capacidad de este estudio fueron 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 determinó la ductilidad estructural (Ec. 3), la reserva de resistencia (Ec. 4) y el factor de reducción de respuesta inelástica (Ec. 5) para cada pórtico de acuerdo a:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (3)$$

[Ec. 3]

μ = Ductilidad estructural, Δu = Desplazamiento último, Δy = Desplazamiento correspondiente al punto de fluencia. Los desplazamientos son medidos desde el piso hasta el techo

$$\Omega = \frac{V_{ult}}{V_p} \quad (4)$$

[Ec. 4]

Ω = Reserva de resistencia, V_{ult} = Cortante basal último, V_p = Cortante basal de proyecto o elástico. Los Cortantes son medidos en kiloNewton, actuando en el baricentro horizontal de cada piso de cada modelo

$$R = \mu * \Omega \quad (5)$$

[Ec. 5]

R = Factor adimensional de reducción de respuesta inelástica.
Una formulación alternativa de la reserva de resistencia inelástica Ω_p (extraída de la representación bilineal) es mostrada en la Ec. 6:

$$\Omega_p = \frac{V_{ult}}{V_y} \quad (6)$$

[Ec. 6]

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.

Las curvas de capacidad fueron transformarlas a formato $sa_{vs}sd$. Este formato permite representar la curva de capacidad (que se representa como cortante basal vs desplazamiento de techo, $kN_{vs}cm$) en coordenadas espectrales de aceleración (sa) y desplazamiento espectrales (sd) a través de la transformación que propone para ello COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) en las Ec. 9.12 y 9.16 de ese documento. Las curvas idealizadas se constituyeron a partir de dos rectas, que definen el comportamiento elástico y plástico de la capacidad, tal como lo propone FEMA 440 (NEHRP 2005).

Señales sísmicas

Para la predicción de la respuesta inelástica de las estructuras al ser sometidas a una excitación sísmica, el modelado se realizó mediante la introducción de curvas de carga de aceleración (acelerogramas) híbridos generados en base a sismos reales registrados en PEER (PEER 2013), que son compatibles con el espectro de la zona en estudio (Fig. 5) o que hayan producido daños en edificaciones con consecuencias relevantes en esta investigación. En la Figura 5 las curvas espectrales son mostradas en unidades de fracción gravitatoria (g) para la aceleración y en segundos para los períodos frecuenciales (s).

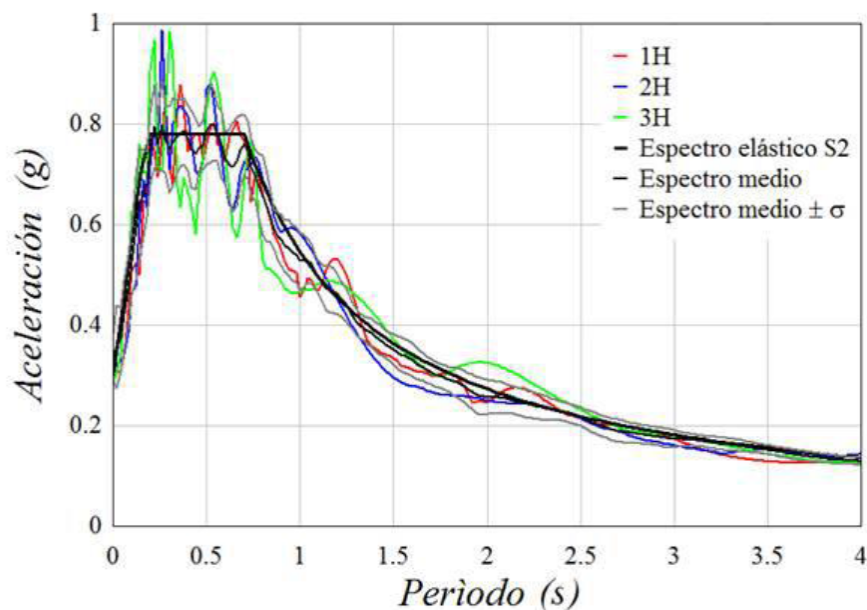


Figura 5.
Espectros de las señales sísmicas

Todos los registros originales de PEER (PEER 2013) utilizados en este estudio fueron uniformizados con una duración total de 35 segundos y sus duraciones significativas oscilaron entre 16 y 21 segundos. Para esto se utilizó el programa SeismoMatch (Seismosoft 2013) y se aplicaron los criterios de Buratti et al. (2011). Se obtuvo las gráficas en función del tiempo de cada pódico para los diferentes sismos en coordenadas aceleración vs tiempo. De estas curvas se determinaron las derivas globales y de entrepiso.

Análisis dinámico

El análisis dinámico fue utilizado en los 16 pódicos para determinar el desempeño estructural ante la acción sísmica a través de los gráficos de desplazamiento en función del tiempo o Time-History (THA) y las envolventes del Análisis Dinámico Incremental (IDA). Para ello se realizaron 24 gráficos Time-History correspondientes a ocho pódicos escogidos de las dos edificaciones. Cada pódico fue analizado con los tres acelerogramas escogidos para este efecto; de allí se obtuvieron los desplazamientos absolutos (globales) y relativos (locales). De esta manera se evaluó el comportamiento de la edificación en base a lo planteado en COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) y recomendado por Calvi (2012), Elnashai y DiSarno (2008) y el European Committee of Normalization Euro Código 8 (ECN 2005), entre otros. En este estudio se consideró lo recomendado por el documento VISION 2000 explicado en SEAOC (SEAOC 1995) (Tabla 1). Los resultados de esta evaluación por desplazamientos y deformaciones laterales fueron comparados con los índices de daño resultantes de la evaluación de la edificación en términos de capacidad obtenidos de los análisis no lineales de carácter

monotónico. En COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) 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.

Tabla 1.

Extracto de la propuesta del Documento VISION 2000 para daños.

Máximo porcentual	Daño esperado	Período de retorno	Probabilidad de Ocurrencia
± 0,2%	Sin daño	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

Adaptada del documento VISION 2000 (SEAOC 1995)

Análisis dinámico incremental

Se ejecutaron 24 análisis IDA (de 11 escalamientos cada uno) correspondientes a la aplicación de los tres acelerogramas utilizados a cada uno de los ocho pórticos en las dos 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 consistieron en la ubicación de los puntos correspondientes a los valores máximos en cada escala. La envolvente de esos puntos correspondió a la respuesta dinámica de los pórticos ante la acción sísmica considerada y sus características y magnitudes máximas fueron comparadas con las curvas de capacidad obtenidas de la aplicación del Adaptive Pushover.

Punto de máxima capacidad

Pujades et al. (2007) explican que el método espectro-capacidad (MEC) en formato savssd, requiere caracterizar inicialmente la demanda sísmica mediante un espectro de respuesta elástica. Este formato muestra las aceleraciones espectrales en función de los desplazamientos espectrales y permite superponer los espectros de demanda y de capacidad. El punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda se conoce como el Punto de Desempeño (Performance Point) y representa el punto de máxima solicitud de la capacidad de la estructura por parte de la demanda sísmica a que se ve sometida. Aquí el Punto de Desempeño fue determinado para cada uno de los ocho pórticos seleccionados. Para ello se utilizó la metodología explicada en FEMA 440 (NEHRP 2005), utilizándose para la demanda sísmica la media de los espectros elásticos de los tres acelerogramas usados en el estudio y para la capacidad de los ocho pórticos, la representación bilineal obtenida a partir del Adaptive Pushover aplicado a cada pórtico.

Índice de daño

La estimación de daño se hace utilizando para ello el Índice de Daño Medio (IDM) (Moreno y Bairán 2010), que se formula en la Ec. 7:

$$I_{DM} = \sum_{i=0}^4 iP(i) \quad (7)$$

[Ec. 7]

Donde: i corresponde a cada estado de daño considerado y $P(i)$ es la probabilidad de ocurrencia del estado de daño i , dado un desplazamiento espectral. El índice i toma valores de 0, 1, 2, 3 y 4 para el estado de daño: no daño, leve, moderado, severo y completo, respectivamente. Este parámetro de daño medio tiene intervalos de variación para cada estado de daño y, además, se puede utilizar para representar escenarios de riesgo sísmico en un área determinada. 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 respectivamente, propuestos por Pujades et al. (2014), fueron aplicados para evaluar el comportamiento de las edificaciones.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

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 ($V_{techo}/W_{edificio}$) expresado como valor adimensional (kN/kN) y el desplazamiento lateral se expresó en función de la deriva global ($\Delta_{techo}/h_{edificio}$) también como expresión adimensional (cm/cm). Las curvas resultantes para el Modelo VI se muestran en la Figura 6 y en la Tabla 2 se muestra la diferencia en términos porcentuales de las capacidades entre los pórticos de cada edificación.

En las curvas de capacidad normalizadas que se muestran en la Figura 6 se observó que los rigidizadores tipo V invertida del Modelo 1 en los pórticos externos 1 = 4 (dirección X) y A = D (dirección Y), incrementan en gran medida la capacidad para soportar cargas laterales antes de alcanzar su punto de capacidad máxima, en comparación con los pórticos internos 2 = 3 en dirección X y B = C en dirección Y (Fig. 1 y 2). En la Tabla 2 se muestran los valores de los puntos de máxima capacidad en cada uno de los tipos de pórticos en cada modelo; al comparar los valores obtenidos entre los pórticos rigidizados y no rigidizados en ambos modelos (Tabla 2) se presentaron diferencias que oscilaban entre el doble y más del triple en el incremento de la capacidad ante el empuje de fuerzas laterales horizontales

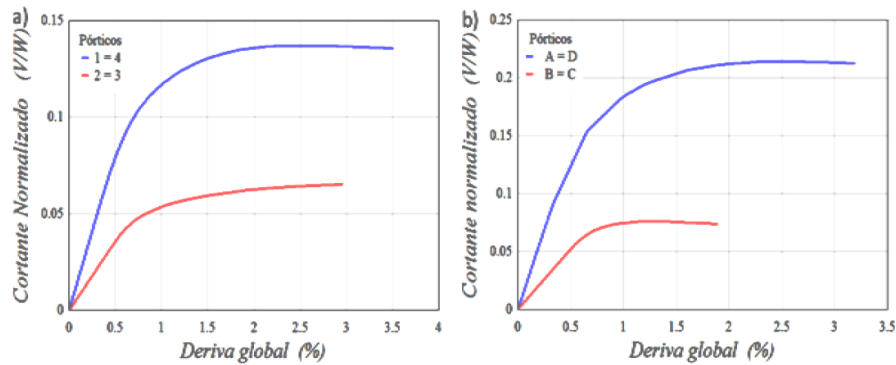


Figura 6.
Curvas de capacidad normalizadas del Modelo VI; a) dirección X; b) dirección Y.

Tabla 2.
Comparación entre cortantes basales máximos normalizados ($V_{techo}/W_{edificio}$).

Modelo	Pórticos					
	A = D	B = C	$\Delta\%$	1 = 4	2 = 3	$\Delta\%$
SA	0,25	0,09	277,78	0,20	0,061	327,87
VI	0,21	0,08	262,50	0,14	0,068	205,88

Tabla 2 $\Delta\%$: incremento porcentual de capacidad

Ductilidad y reserva de resistencia

De la representación bilineal se obtuvo los valores de ductilidad estructural (μ) y reserva de resistencia (Ω) que se muestran en 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.

Tabla 3.
Valores de ductilidad μ y reserva de resistencia Ω .

Pórtico	Modelo	μ	Ω
A = D	SA	3,26	1,71
	VI	4,59	3,74
B = C	SA	2,22	3,75
	VI	2,65	3,01
1 = 4	SA	3,25	1,41
	VI	4,27	2,54
2 = 3	SA	2,47	4,16
	VI	3,20	3,46

Tabla 3 En la determinación de la reserva de resistencia de la zona de plastificación Ω_p (Ec. 6), los valores obtenidos resultaron en general entre 2 y 3 veces menores que los calculados con el criterio normativo (Ec. 4), alcanzando en algunos casos valores muy cercanos al mínimo teórico de reserva de resistencia = 1.

Fragilidad y daño

La Figura 7 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 consideraron cuatro umbrales que definen cinco posibles estados de daño: *No daño*, *Leve*, *Moderado*, *Severo* y *Completo*. Las curvas de fragilidad se obtuvieron según los criterios definidos por Ang *et al.* (1993) y el Proyecto RISK-UE (Milutinovic y Trendafilosky 2003), resultando un índice de daño medio I_{DM} calificado como *severo* o *extensivo*, en ellas fue posible determinar la probabilidad de daño para cada estado de daño vs cualquier desplazamiento espectral ($\%v_ssd$). Para determinar el daño I_{DM} se utilizaron los desplazamientos espectrales correspondientes al *Punto de Desempeño*.

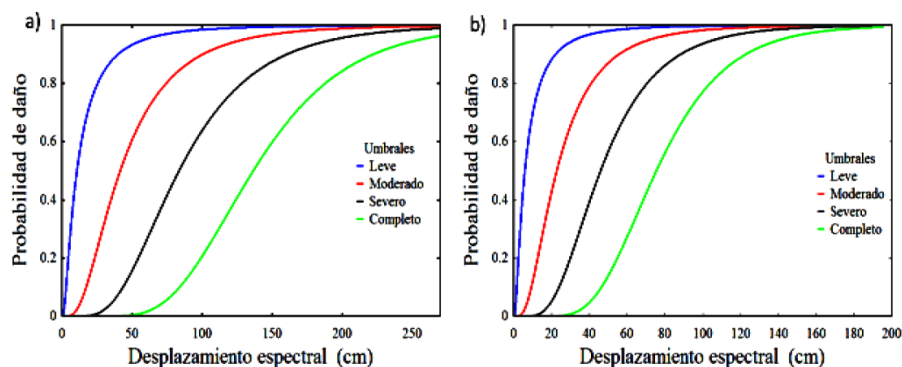


Figura 7.
Curvas de fragilidad en dirección Y. a) Pórtico 1 = 4; b) Pórtico 2 = 3. ($\%v_ssd$).

Por otro lado, se utilizó el criterio postulado por Pujades et al. (2014) de un modelo paramétrico para curvas de capacidad e índice de daño formulado directamente desde la capacidad de las edificaciones. Con este modelo de daño, la probabilidad de daño también alcanzó el estado severo, lo que incrementa la confiabilidad de los resultados. La Figura 8 muestra el índice de daño medio (I_{DM}) de los casos estudiados a partir de los modelos de fragilidad tal como lo planteó Vargas et al. (2013). Este índice se expresa como valor porcentual en función del desplazamiento espectral (I_{DMvsds}).

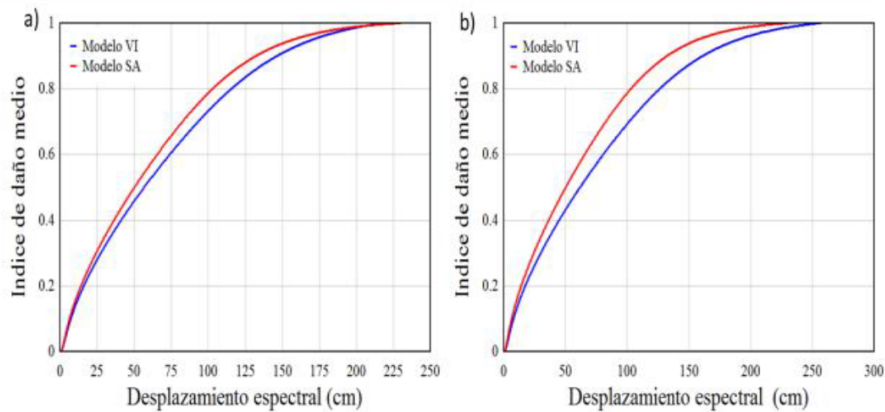


Figura 8. Evolución del daño. a) Pórtico A = D; b) Pórtico 1 = 4. (I_{DMvsds}).

Desplazamientos dinámicos

Se observó que en todos los modelos se alcanzó el Estado Límite de Colapso (> 2,5 % de deriva de entrepiso, ver Tabla 1) en por lo 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 obtenidos 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. En las Tablas 4 y 5 se resumen los Estados Límites alcanzados en los Modelos SA y VI.

Tabla 4.
Resumen de Desplazamientos Relativos de Entrepisos en Modelo SA.

Sismo	Estado Limite	Rango (%)	Pórticos			
			A, D	B, C	1, 4	2, 3
1H	Seguridad vital	0,5 - 1,5	✓	X	X	X
	Alerta de colapso	1,5 - 2,5		X	✓	✓
	Colapso	≥ 2,5		✓		
2H	Seguridad vital	0,5 - 1,5	X	X	✓	X
	Alerta de colapso	1,5 - 2,5	✓	✓		X
	Colapso	≥ 2,5				✓
3H	Alerta de colapso	1,5 - 2,5	✓	X	✓	X
	Colapso	≥ 2,5		✓		✓

Tabla 4X: Supera el umbral \ddot{u} : Alcanza el Estado Límite.

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

Sismo	Estado Limite	Rango (%)	Pórticos			
			A, D	B, C	1, 4	2, 3
1H	Seguridad vital	0,5 - 1,5	✓	X	✓	X
	Alerta de colapso	1,5 - 2,5		✓		✓
2H	Seguridad vital	0,5 - 1,5	✓	X	X	X
	Alerta de colapso	1,5 - 2,5		X	✓	✓
	Colapso	≥ 2,5		✓		
2H	Seguridad vital	0,5 - 1,5	✓	X	X	X
	Alerta de colapso	1,5 - 2,5		✓	✓	X
	Colapso	≥ 2,5				✓

Tabla 5X: Supera el umbral \ddot{u} : Alcanza el Estado Límite.

Conclusiones

Los resultados obtenidos permiten concluir que el cumplimiento de las normas venezolanas COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001), COVENIN 2002:02 (COVENIN 1988) y COVENIN 1618:98 (COVENIN 1998) 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 200% y 300%, lo cual es consistente con lo descrito en Ugel et al. (2012). 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 (2010) y Gunay (2011) 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.

Estas conclusiones 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

- Ang A, Kim WJ, Kim SB. 1993. Damage estimation of existing bridge structures. Technical Report, Structural Engineering in Natural Hazards. Vol. II. John Wiley and Sons, New York. ASCE Structures Congress. Irvine. California, pp 45-58.
- Antoniou S, Pinho R. 2004. Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. *J. Earthq. Eng.* 8(4):497-522.
- Bermúdez C. 2010. Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Catalunya, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica [Tesis Doctoral], pp. 317.
- Buratti N, Stafford J, Bommer J. 2011. Earthquake accelerogram selection and scaling procedures for estimating the distribution of drift response#. *J. Struct. Eng.* 137(3):345-357.
- Calvi GM. 2012. Alternative choices and criteria for seismic strengthening. 15th World Conference Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal. Paper No 4054, pp. 15.
- Chopra A, Goel R. 2004. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 33(8):903-927.

- COVENIN (Comisión Venezolana de Normas Industriales). 1988. COVENIN 2002:88. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. FondoNorma, Caracas, pp. 112.
- COVENIN (Comisión Venezolana de Normas Industriales). 1998. COVENIN 1618:98. Norma de estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites. 1era revisión. FondoNorma, Caracas, pp. 313.
- COVENIN (Comisión Venezolana de Normas Industriales). 2001. COVENIN 1756:01. Edificaciones sismo resistentes. FondoNorma, Caracas, pp. 124.
- Dolsek M. 2008. Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 38:805-825.
- Elnashai A, Di Sarno L. 2008. *Fundamentals of earthquake engineering*. John Wiley and Sons, Chichester, United Kingdom, pp. 374.
- ECN (European Committee of Normalization). 2005. Design of structures for earthquake resistance. Part 3: assessment and retrofitting of buildings. European Standard EN 1998-3 Eurocode 8: Brussels. ICS 91.120.25, pp. 90.
- Freeman S. 1998. Development and use of capacity spectrum method. In: 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Paper No 269, pp. 12.
- Gunay M, Sucuoglu H. 2011. An improvement to linear-elastic procedures for seismic performance assessment. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* doi:10.1002/eqe.980
- Li W, Li Q, Jiang W, Jiang L. 2011. Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures-state-of-the-art. *Compos. Pt. B-Eng.* 42(2):190-206.
- Longo A, Montuori R, Piluso V. 2009. Seismic reliability of V-braced frames: Influence of design methodologies. *J. Earthq. Eng.* 14:1587-1608.
- Melchers R. 2002. *Structural Reliability Analysis and Prediction*. Wiley: New York, USA, pp, 193-212.
- MAEC (Mid-America Earthquake Center). 2011. Zeus NL, A system for Inelastic Analysis of Structures. Mid-America Earthquake Center, Illinois University. USA. Available at: http://mae.cee.illinois.edu/software/software_zeusnl.html (Access 02.02.2016).
- Milutinovic Z, Trendafilosky G. 2003. WP04 Vulnerability of current buildings: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Brussels, Belgium, pp. 89.
- Moreno R, Bairán I. 2010. Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares. *Rev. Fac. Ing. (UCV)*. 25(4):61-71.
- Mwafy A, Elnashai A. 2002. Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings. *J. Earthq. Eng.* 6(2):239-273.
- NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program). 2005. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Applied Technology Council (FEMA 440). ATC-55 Project. 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240 Redwood City, California, pp. 754.
- Papanikolau V, Elnashai A. 2005. Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis I: Methodology. *J. Earthq. Eng.* 9(6):923-941.

- PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). 2013. Ground Motion Database. CEE 227 - Earthquake Engineering. University of California. Berkeley. Available at: <http://ngawest2.berkeley.edu/> (Access 02.02.2016).
- Pujades L, Barbat A, Lantada N. 2007. Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas: desarrollo de escenarios. *Rev. Int. Ing. Estructuras*. 12(1):1-28.
- Pujades L, Vargas-Alzate Y, Barbat A, González-Drigo JR. 2014. Parametric model for capacity curves. *Bull. Earthq. Eng.* 13:5-32.
- Ramberg W, Osgood W. 1943. Description of stress-strain curves by three parameters. Technical Note No. 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington DC, USA, pp. 22.
- SEAOC (Structural Engineers Association of California) 1995. Vision 2000. A framework for performance-based engineering. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, USA, pp. 19.
- Seismosoft. 2013. SeismoMatch. Loading and Spectral Matching of Accelerograms. Response Spectra & Ground Motion Parameters. Settings & Formatting. © 2002-2013 Seismosoft Ltd. Available from: <http://www.seismosoft.com> (Access 02.02.2016).
- Seismosoft. 2014. SeismoStruct. A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures. © 2002-2014 Seismosoft Ltd. Available from: <http://www.seismosoft.com> (Access 02.02.2016).
- Song J, Ellingwood B. 2009. Seismic reliability of special moment steel frames with welded connections: I. *J. Struct. Eng.* 125(4):357-371.
- Ugel R, Herrera R, Pérez S, Barbat A. 2012. Seismic response of high rise steel framed buildings with chevron-braced designed according to Venezuelan codes. *Nat. Sci.* 4(Earthquake Special Issue):694-698.
- Vamvatsikos D, Cornell A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 3(1):491-514.
- Vargas YF, Pujades LG, Barbat AH, Hurtado JE. 2013. Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach. *Bull Earthq. Eng.* 11(6):207-232.