



## Evaluación del factor de comportamiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras metálicas porticadas



J.C. Vielma<sup>a,\*</sup> y M.A. Cando<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Escuela de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Valparaíso, Chile

<sup>b</sup> Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí, Ecuador

### INFORMACIÓN DEL ARTÍCULO

#### Historia del artículo:

Recibido el 8 de febrero de 2016

Aceptado el 7 de septiembre de 2016

On-line el 12 de octubre de 2016

#### Palabras clave:

Factor de comportamiento  
Análisis incremental dinámico  
Prestaciones sísmicas  
Razón de margen de colapso

### R E S U M E N

El análisis incremental dinámico se ha empleado en el último tiempo para determinar la máxima resistencia de edificios sometidos a terremotos de intensidad variable. Esta variación se logra incrementado progresivamente las amplitudes de los acelerogramas empleados como excitación dinámica. En este trabajo se aplica este procedimiento numérico de evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras con la finalidad de evaluar los valores del factor de comportamiento  $q$  (presentes en las normas sismorresistentes, aunque su denominación puede variar) postulados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el proyecto sismorresistente de pórticos especiales de acero resistentes a momentos. Asimismo, se ha modificado la metodología FEMA P-695 incluyendo variaciones en la definición de la acción sísmica y en la determinación del umbral de colapso.

Para realizar la mencionada evaluación, se ha definido un grupo de arquetipos representativos del espacio de proyecto de estructuras de uso residencial y se han considerado tres procedimientos distintos de proyecto sismorresistente: el basado en fuerzas, el basado en desplazamientos y el alternativo con base en desplazamientos obtenidos a través de métodos energéticos. Los resultados obtenidos muestran que algunos de los factores de comportamiento del citado código no permiten alcanzar las prestaciones de proyecto, produciendo un comportamiento no seguro frente a la acción de terremotos fuertes.

© 2016 CIMNE (Universitat Politècnica de Catalunya). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Este es un artículo Open Access bajo la licencia CC BY-NC-ND (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

### Assesment of the behavior factor prescribed by the Ecuadorian Construction Code for steel framed structures

#### A B S T R A C T

Incremental Dynamic Analysis (IDA) has been applied lately in order to evaluate the maximum lateral strength of buildings under variable seismic intensity. This variation on intensity is achieved by means of the progressive scaling of the amplitudes of the dynamic signal imposed to the models of the buildings. This numerical procedure was used in order to assess the seismic performance, via the assessment of the behavior factor  $q$  (used in many seismic codes worldwide) of the recent version of the Ecuadorian Construction Code. Likewise, the used approach is based on the adaptation of the FEMA P-695 Methodology including issues like the seismic input selection and the definition of the collapse threshold.

In order to perform the above mentioned assessment, a set of archetypes representatives of the design space have been defined. These archetypes were designed according three different procedures: acceleration-based and displacement-based procedures and an energy-based alternative procedure. Results depict that some of the adopted values for the behavior factor does not fulfill the requirements of the methodology used, so the design is not able to guarantee an adequate performance of the buildings when they withstand destructive earthquakes.

© 2016 CIMNE (Universitat Politècnica de Catalunya). Published by Elsevier España, S.L.U. This is an open access article under the CC BY-NC-ND license (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

#### Keywords:

Behavior factor  
Incremental dynamic analysis  
Seismic performance  
Collapse margin ratio

\* Autor para correspondencia.

Correos electrónicos: [jcvielma@cimne.upc.edu](mailto:jcvielma@cimne.upc.edu), [juan.vielma@pucv.cl](mailto:juan.vielma@pucv.cl) (J.C. Vielma).

## 1. Introducción

El proyecto actual de estructuras se lleva a cabo aplicando procedimientos con base en resultados del análisis con comportamiento elástico. Es bien sabido que bajo la acción de cargas excepcionales, las estructuras alcanzan un comportamiento que excede el rango elástico. De esta forma, las estructuras metálicas pueden incursionar en el rango plástico, mientras que las estructuras de hormigón armado alcanzan el daño en el hormigón (producto del agrietamiento a tracción o por el aplastamiento a compresión a compresión del hormigón) y la plastificación del acero de refuerzo (transversal o longitudinal) [1,2].

Es bien sabido que los procedimientos convencionales de análisis sísmico de estructuras permiten determinar las fuerzas sísmicas a partir de espectros elásticos de proyecto, reducidos mediante factores de comportamiento ( $q$ ). Los factores de comportamiento son prescritos por las normas para diferentes tipologías estructurales, configuraciones y materiales que las constituyen, con base esencialmente en el juicio de expertos.

Estos factores son aplicados también para el cálculo de los factores de amplificación de desplazamientos, que permiten la verificación del cumplimiento de las derivas máximas admisibles, y que en caso contrario puede conducir al cambio de las dimensiones de la estructura. De allí la especial importancia de los factores de comportamiento dentro de todo el proceso de análisis sísmico y proyecto sismorresistente de las estructuras emplazadas en zonas de alta amenaza sísmica de las que se espera deberían alcanzar altos valores de ductilidad.

En este artículo se presentan los resultados de una investigación, cuyo objetivo principal ha sido evaluar los factores de comportamiento de respuesta de la Norma Ecuatoriana de la Construcción [3]. La metodología aplicada ha requerido llevar a cabo los siguientes objetivos: definir un conjunto de arquetipos índice representativos de las edificaciones con estructura metálica predominantes en Ecuador, diseñar los arquetipos aplicando procedimientos normativos y un procedimiento alternativo, determinar la respuesta no lineal pseudo-estática y dinámica y calcular la incertidumbre total de las estructuras.

En el proceso de evaluación del factor de comportamiento que establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se ha utilizado la Metodología del FEMA P695 [4]. Si bien esta metodología ha sido formulada para cuantificar los parámetros sísmicos de nuevas tipologías estructurales o de estructuras que contemplen el uso de nuevos materiales o incluso nuevas conexiones, que son de especial interés para el ámbito de las estructuras metálicas. La adopción de la metodología se justifica ampliamente dadas las características especiales que, tanto a nivel de proyecto como en la utilización de secciones de perfiles no convencionales, se tienen en Ecuador.

El análisis incremental dinámico (conocido como IDA, por sus siglas del inglés) se lleva a cabo considerando acciones dinámicas que pueden ser registros de terremotos fuertes o acelerogramas sintéticos [5]. Se incluyen dentro de estas acciones dinámicas a los registros modificados (con corrección de línea base, filtrados, rotados e incluso los adaptados para ser compatibles con espectros de proyecto). En cada análisis se aplica la acción dinámica, obteniéndose la consiguiente respuesta. En el paso siguiente la acción dinámica se transforma mediante un escalado uniforme de las ordenadas aplicando:

$$\lambda \in [0, +\infty) : \mathbf{a}_\lambda = \lambda \mathbf{a}_1 \quad (1)$$

donde  $\mathbf{a}_1$  es el acelerograma original,  $\lambda$  es el factor de escala aplicado para obtener el acelerograma  $\mathbf{a}_\lambda$ .

Como es bien sabido, el análisis dinámico produce una gran cantidad de resultados que se pueden aprovechar para estudiar la idoneidad de la respuesta estructural [6,7] o inclusive en la determinación de la capacidad que tienen las estructuras para disipar

energía [8]. Sin embargo, la ventaja asociada a este tipo de análisis es poder simplificar toda la respuesta estructural utilizando los valores máximos del daño que se alcanzan para una intensidad aplicada. La manera más habitual de representar los resultados consiste en adoptar como medida de intensidad la aceleración del espectro de respuesta para un 5% del amortiguamiento crítico  $S_a(T_1, 5\%)$ . En cuanto a la medida del daño, se define esta como:

$$DM \in [0, +\infty) \quad (2)$$

Entre las muchas alternativas de la medida del daño, la más comúnmente aceptada es la deriva máxima de entrepiso y la deriva global  $\delta_G$ , que es la relación adimensional:

$$\delta_G = \frac{\Delta_C}{H_T} \quad (3)$$

dada por el desplazamiento del nivel de cubierta  $\Delta_C$  entre la altura total del edificio  $H_T$ .

Las curvas del análisis incremental dinámico se grafican mediante el conjunto de puntos que se generan con la medida de intensidad y la medida del daño. En la figura 1 se puede observar un ejemplo de una de estas curvas graficada conjuntamente con una curva de análisis no lineal con empuje incremental (curva Pushover).

Cabe indicar que mediante estas curvas es posible estimar el punto de colapso de una estructura, lo que permite evaluar las prestaciones sísmicas de estructuras que han sido proyectadas conforme a normas sismorresistentes actuales [9–11] o incluso para apoyar la evaluación probabilista de edificios [12,13]. Según [14] el colapso se alcanza a partir del punto de la curva en el cual la pendiente se hace menor o igual que la el 20% pendiente inicial, lo que se interpreta como una reducción drástica de la rigidez lateral y por ende, como una reducción de la capacidad de la estructura para soportar cargas sísmicas.

Partiendo de los resultados del análisis incremental dinámico, es posible calcular la razón de margen de colapso, como se indica en el siguiente apartado. Este valor caracteriza la calidad de la respuesta sísmica de las estructuras ante la acción de los sismos considerados, permitiendo comparar este valor con la razón de margen de colapso aceptable, tanto para arquetipos individuales, como para arquetipos agrupados conforme a las características adoptadas para el proyecto. En caso de que la razón de margen de colapso sea menor que esta última, el factor de comportamiento no es aceptable, ya que no garantiza las prestaciones sísmicas esperadas.

## 2. Metodología aplicada

Como ya se ha indicado, en este trabajo se ha adaptado la Metodología del FEMA P-695 para evaluar los factores de

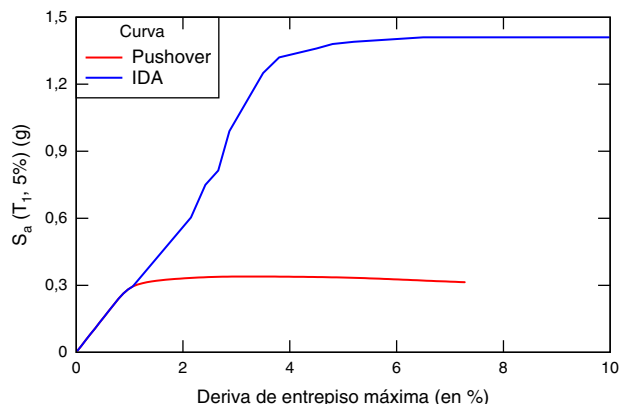


Figura 1. Ejemplo de curva IDA graficada conjuntamente con curva Pushover.

comportamiento. De acuerdo con la metodología, es necesario definir un conjunto de arquetipos, que no son más que estructuras representativas del espacio de proyecto que se desea analizar. El procedimiento general incluye aplicar el análisis incremental dinámico utilizando un conjunto de acelerogramas a los arquetipos. De los resultados del análisis incremental dinámico se obtiene la intensidad de colapso ( $\hat{S}_{CT}$ ) como la intensidad para la cual la mitad más uno de las curvas ha alcanzado el colapso. Se define entonces la razón de margen de colapso (CMR) como el cociente de dividir la intensidad de colapso entre la intensidad del terremoto máximo considerado  $S_{MT}$ :

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \tag{4}$$

La premisa fundamental de la evaluación de las prestaciones es que se debe obtener una baja y razonable probabilidad de colapso como criterio de evaluación de la prestación de colapso para el sistema estructural.

La capacidad de colapso y el cálculo de la razón de margen de colapso dependen del contenido frecuencial (forma espectral) del conjunto de los terremotos aplicados. Con el objeto de considerar la forma espectral, la razón de margen de colapso CMR se modifica para obtener una razón de margen de colapso ajustado  $ACMR_i$ , para cada arquetipo  $i$ , según:

$$ACMR_i = SSF_i CMR_i \tag{5}$$

Este ajuste es adicional al aplicado cuando se ha llevado a cabo análisis no lineal tri-dimensional. En la figura 2 se muestran los valores de los factores de forma espectral SSF. Esta figura permite interpolar valores de ajuste para arquetipos con valores de ductilidad con base en el período distinta a las curvas mostradas.

### 2.1. Valores aceptables de la razón de margen de colapso

Al realizar la evaluación de estructuras mediante análisis no lineal se presentan varias fuentes de incertidumbre [15,16]. Los valores de la razón de margen de colapso se basan en la incertidumbre total de colapso del sistema  $\beta_{TOT}$ , y de los valores establecidos de probabilidades aceptables de colapso. La incertidumbre total de colapso del sistema  $\beta_{TOT}$  se define como:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{TRT}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \tag{6}$$

dónde:  $\beta_{TOT}$ : Incertidumbre total de colapso del sistema (0,275-0,950);  $\beta_{TRT}$ : Incertidumbre entre registros aplicados (0,20-0,40);  $\beta_{DR}$ : Incertidumbre por los requisitos de proyecto (0,10-0,50);  $\beta_{TD}$ : Incertidumbre por los datos experimentales (0,10-0,50);  $\beta_{MDL}$ : Incertidumbre en el modelado (0,10-0,50)

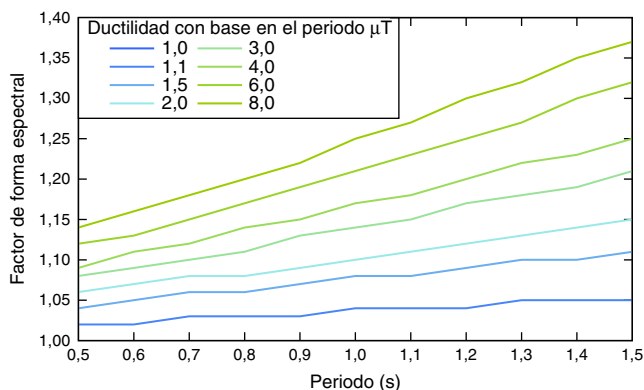


Figura 2. Factores de forma espectral graficados para facilitar la labor de interpolación.

La incertidumbre total se calcula mediante la expresión que incluye todas las fuentes de incertidumbre señaladas. Los rangos de calidad para requisitos de proyecto, datos experimentales y modelado no lineal se trasladan a valores cuantitativos con incertidumbre con base en la escala siguiente:

- A) Superior  $\beta = 0, 10$
- B) Bueno  $\beta = 0, 20$
- C) Suficiente  $\beta = 0, 35$
- D) Pobre  $\beta = 0, 50$

Al contabilizar todas las fuentes de incertidumbre se alcanzan valores extremos:  $\beta_{TOT} = 0, 275$  para los sistemas más confiables y  $\beta_{TOT} = 0, 950$  para los sistemas menos confiables. La Metodología simplifica el procedimiento suministrando unas Tablas de las que se desprenden los posibles valores para las combinaciones de incertidumbres. En la tabla 1 se muestran los valores para el caso de estructura con un buen modelado y para ductilidad con base en valores altos de la ductilidad.

Para los arquetipos estudiados se tomará el valor de  $\beta_{TOT}$  de esta tabla (dado que  $\mu_T > 3$  en todos ellos). En caso contrario, se debería calcular  $\beta_{TOT}$  de acuerdo con la expresión anteriormente mostrada.

Una vez conocida la incertidumbre total de colapso se determina el valor aceptable de la razón de margen de colapso (ACMR) para cada estructura. En la figura 3 la se muestran los valores aceptables de la razón de margen de colapso  $ACMR_{10\%}$  y  $ACMR_{20\%}$  (líneas continuas) que se basan en la incertidumbre total de colapso y los valores aceptables de probabilidad de colapso de 10% y 20%, respectivamente. También, con fines de comparación, se muestran los valores para un rango entre el 5% y el 25% de probabilidad de colapso.

### 2.2. Evaluación del factor de comportamiento q

La evaluación del factor de comportamiento se lleva a cabo comparando la razón de margen de colapso de cada arquetipo, o de grupo de estos, obtenidos del análisis incremental dinámico, contra unos valores aceptables, determinados mediante el procedimiento expuesto en el sub-apartado anterior. Como ya es sabido, en el análisis y proyecto de las estructuras es necesario definir previamente un valor de prueba del factor de comportamiento  $q$ . El valor del factor de comportamiento será aceptable si se cumple con los dos criterios básicos de la prevención de colapso:

**Criterio 1.** El valor promedio de razón de margen de colapso ajustado de cada grupo de prestaciones excede el valor correspondiente de la razón de margen de colapso aceptable con una probabilidad de colapso del 10% ( $ACMR_{20\%}$ ):

$$ACMR_i \geq ACMR_{10\%} \tag{7}$$

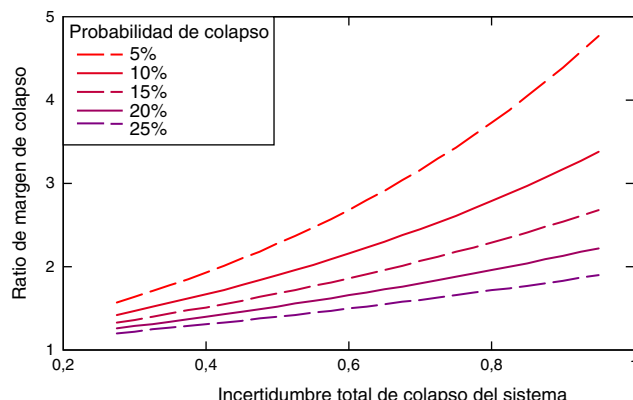


Figura 3. Razón de margen de colapso para diferentes probabilidades de colapso.

**Tabla 1**Valores de la incertidumbre total de colapso  $\beta_{TOT}$  para modelado bueno (B) y con ductilidad basada en el período alta ( $\mu_T > 3$ )

Datos experimentales	Calidad de los requisitos de proyecto			
	(A) Superior	(B) Bueno	(C) Justo	(D) Pobre
(A) Superior	0,475	0,500	0,575	0,675
(B) Bueno	0,500	0,525	0,600	0,700
(C) Justo	0,575	0,600	0,675	0,750
(D) Pobre	0,675	0,700	0,750	0,825

**Criterio 2.** El valor individual de la razón de margen de colapso ajustado de cada arquetipo excede el valor correspondiente de la razón de margen de colapso aceptable con una probabilidad de colapso del 20% ( $ACMR_{20\%}$ ):

$$ACMR_i \geq ACMR_{20\%} \quad (8)$$

De acuerdo con estos dos criterios, aquellos factores de comportamiento de los arquetipos o conjunto de ellos, agrupados según sus prestaciones, serán rechazados si los valores de la razón de margen de colapso ajustado no supera dichos criterios, debiéndose por tanto proponer un nuevo valor de factor de comportamiento, que en todo caso debería ser menor que el inicialmente asumido en el proyecto del arquetipo o del grupo de estos.

### 3. Procedimiento de cálculo

La metodología propuesta en el FEMA P-695 para la cuantificación de los factores sísmicos de estructuras, contempla la utilización del análisis no lineal tanto pseudo-estático como dinámico. En el análisis no lineal se incluye tanto la no linealidad geométrica como la constitutiva, aplicada a modelos que representen de manera aproximada el comportamiento de las estructuras frente a cargas de gravedad actuando conjuntamente con cargas sísmicas. Estas últimas se pueden aplicar como cargas laterales equivalentes (análisis pseudo estático) o como componentes horizontales de aceleración en los apoyos (análisis dinámico).

En el caso específico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción [3] los factores de comportamiento se seleccionan sobre la base de la tipología estructural y el material predominante de la estructura. Para las estructuras porticadas metálicas, se asigna un valor de  $q = 6$ . Este valor es utilizado para reducir las ordenadas del espectro elástico de proyecto y seguidamente calcular las fuerzas sísmicas en ambas direcciones de análisis.

El factor de comportamiento también se emplea en el cálculo de los desplazamientos inelásticos de proyecto, que posteriormente se utilizan en la determinación de las derivas de entrepiso, cuyos valores se comparan con la deriva máxima admisible según norma, permitiendo verificar si el dimensionado de la estructura es o no satisfactorio.

La nueva versión de la NEC incorpora el procedimiento de proyecto estructural con base en desplazamientos [17] que constituye un procedimiento alternativo al proyecto estándar con base en aceleraciones. Este procedimiento de proyecto se ha aplicado a la investigación conjuntamente con un procedimiento más reciente [18] en el que se efectúa el dimensionado de la estructura con base en criterios energéticos. De esta forma el proyecto de los arquetipos requeridos por la metodología FEMA P-695 se ha realizado aplicando tres procedimientos diferentes.

#### 3.1. Definición de los arquetipos

Los arquetipos considerados consisten en edificios con plantas regulares, con tres vanos por dirección, de 3,0 m y 6,0 m de longitud, ver figura 4. Las losas están formadas mediante chapas colaborantes con una capa de hormigón en la parte superior, apoyadas sobre vigas secundarias orientadas según la dirección y de la planta, separadas cada 1,5 m.

Los arquetipos tienen tres alturas diferentes: 6,0 m, 12,0 m y 18,0 m correspondientes a edificios de 2, 4 y 6 niveles, respectivamente. El procedimiento de proyecto de elementos y conexiones se ha llevado a cabo siguiendo las prescripciones de la NEC y de la Especificación del AISC [19], para dos tipos diferentes de secciones metálicas: perfiles laminados en caliente (secciones H e I) y perfiles armados (secciones tipo cajón) que son las utilizadas en Ecuador. Como resultado de todas las posibles combinaciones, se tiene un grupo de 36 arquetipos, cuya definición que se resume en la Tabla A.1.

También en el Apéndice A, en la Tabla A.2 y la Tabla A.3, se muestran las secciones resultantes del proyecto elástico por los tres métodos adoptados para los edificios de 2, 4 y 6 niveles. Nótese que las secciones de las columnas de los arquetipos diseñados conforme al método alternativo, presentan rotaciones en los ejes exteriores, de manera que se puedan alcanzar los valores de derivas de proyecto, satisfaciendo conjuntamente la relación columna fuerte-viga débil.

Nótese que algunos arquetipos presenta rotaciones en las columnas; este procedimiento se ha aplicado siguiendo las recomendaciones encontradas en [20] y que favorece el cumplimiento del criterio columna fuerte-viga débil recomendado en la mayoría de los códigos de proyecto sismorresistente.

**Figura 4.** Isometrías de los arquetipos de 2, 4 y 6 niveles.

### 3.2. Acelerogramas empleados

La metodología requiere seleccionar una serie de registros acelerográficos para ser aplicados al análisis de historia-tiempo de cada arquetipo. Cada análisis proporciona unos valores máximos de la respuesta estructural. En el caso presente se ha escogido el desplazamiento del nivel de cubierta contra el valor de la aceleración del espectro de respuesta para el período elástico de la estructura. Los registros seleccionados se muestran en la Tabla A.4. Puede notarse por un lado, que parte de los registros corresponden a la zona de subducción del Pacífico y el resto son registros de terremotos destructivos ocurridos en las dos décadas anteriores. De cada terremoto (con la excepción del terremoto de Ecuador) se han seleccionado un par de registros obtenidos en dos estaciones diferentes, para dos direcciones diferentes [4,21], resultando en un grupo de 31 acelerogramas.

En la figura 5 se muestran los espectros de respuesta resultantes de los registros escogidos una vez que se han sometido a un proceso de adaptación al espectro elástico de proyecto correspondiente a la peligrosidad y tipo de suelo del emplazamiento considerado en el proyecto.

Es de hacer notar que este tipo de análisis es computacionalmente costoso, no solo por el número de análisis en rango no lineal que se deben aplicar, sino también por la gran cantidad de acelerogramas que deben aplicarse a los diferentes arquetipos. Por este motivo es primordial lograr reducir la duración de los acelerogramas. Para conseguirlo se recorta la duración de estos aplicando la Intensidad de Arias [22]

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^\infty [a(t)]^2 dt \quad (9)$$

siendo  $a(t)$  el valor de la ordenada del acelerograma y  $g$  la aceleración de la gravedad. Nótese que el valor de está expresado en unidades de velocidad, lo que permite vincularlo con la energía. De esta manera, se pueden recortar los acelerogramas comenzando desde el tiempo en el cual se desarrolla el 5% de la energía del terremoto, hasta el tiempo en el cual se desarrolla el 95% de dicha energía.

El procedimiento incluye aplicar el análisis de manera independiente en las dos direcciones ortogonales de la estructura. Es importante indicar que el peso sísmico  $W_s$  se obtiene al considerar la combinación siguiente:

$$W_s = 1,05W_p + 0,25W_e \quad (10)$$

en esta ecuación  $W_p$  representa las cargas de los componentes permanentes y  $W_e$  las cargas de explotación. Los pesos así calculados se adicionan a los pesos de los elementos estructurales aplicando el conocido procedimiento de las áreas contribuyentes, obteniendo los pesos distribuidos a lo largo de los elementos estructurales. Además, los arquetipos se modelan aplicando diafragmas rígidos

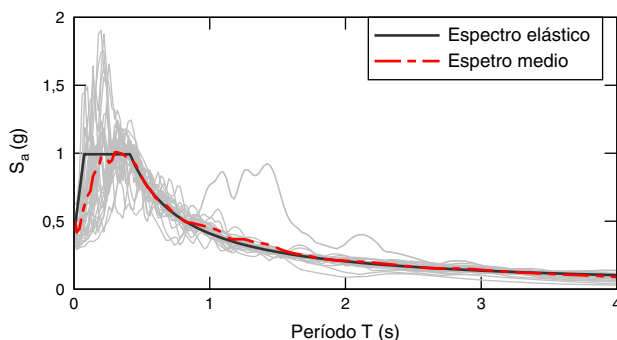


Figura 5. Espectro elástico con los espectros de respuesta y el espectro medio de los registros ajustados.

en cada uno de los niveles, lo cual permite modelar el movimiento conjunto de los nodos pertenecientes al mismo nivel, reduciendo considerablemente el número de grados de libertad de la estructura.

### 4. Resultados

Como se indicó anteriormente, el análisis incremental dinámico se ha llevado a cabo para cada dirección de los arquetipos modelados en el programa SeismoStruct [23], empleando los 31 registros de terremotos destructivos. Se ha iniciado este tipo de análisis iniciando la amplificación de las aceleraciones en un valor de 0,5, con un paso de 0,5 hasta alcanzar un valor de amplificación de 10. Todo esto ha requerido efectuar 44.640 análisis de historia de respuesta, que obviamente producen un grupo muy grande de resultados con los que se puede evaluar la respuesta sismorresistente de los edificios. Para simplificar el manejo de estos resultados, se ha seleccionado como medida de las prestaciones sísmicas la deriva de entrepiso máxima, que se grafica contra el valor de la intensidad sísmica alcanzada en el espectro de respuesta del acelerograma con un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico, para el periodo fundamental de la estructura.

En la figura 6 aparecen los resultados del análisis incremental dinámico para cada acelerograma, conjuntamente con la curva correspondiente a la media de los resultados. Se ha utilizado como criterio general para determinar el valor máximo de la aceleración a la alcanzada cuando la pendiente de la curva media se iguala con el 20% de la pendiente inicial, en lugar del criterio de fallo del FEMA P-695, para el cual este se alcanza cuando la mitad más uno de las curvas han alcanzado el fallo, determinado este según el criterio anterior. Al utilizar la curva media se evita un procedimiento tedioso de conteo de curvas, que puede conducir a resultados erróneos.

Con los valores de la razón de margen de colapso ajustado, se puede evaluar la aceptación de los valores mediante los valores correspondientes a una probabilidad de colapso de los arquetipos del 20%, en los casos individuales. Debe recordarse que para cada grupo de prestaciones de arquetipos el promedio de los resultados de las razones de margen de colapso, no deberán superar el 10%. A continuación, en la figura 7 se muestran los resultados obtenidos para los arquetipos evaluados en dirección x:

Con los valores de la razón de margen de colapso ajustado, se puede evaluar la aceptación de los valores mediante los valores correspondientes a una probabilidad de colapso de los arquetipos del 20%, en los casos individuales. Debe recordarse que para cada grupo de prestaciones de arquetipos el promedio de los resultados de las razones de margen de colapso, no deberán superar el 10%.

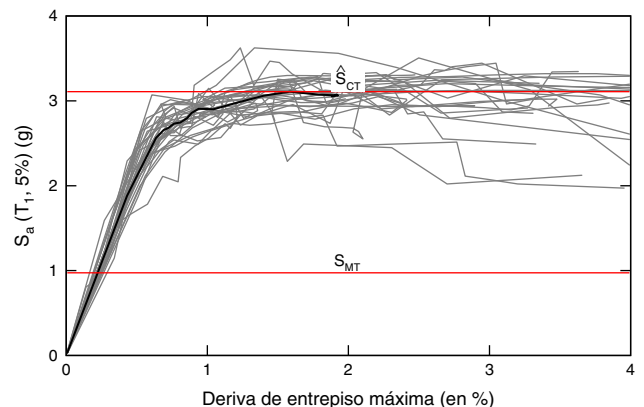


Figura 6. Resultados del análisis incremental dinámico del arquetipo 2131 en dirección x.

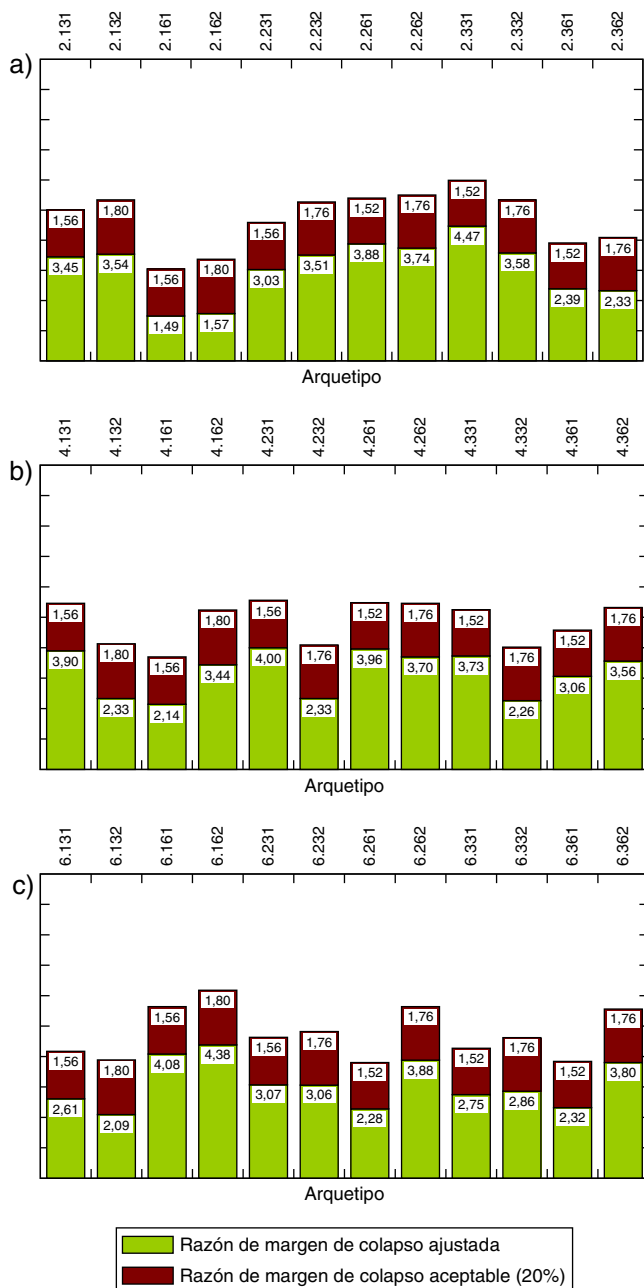


Figura 7. Valores de  $ACMR$  y  $ACMR_{20\%}$  para a) arquetipos de 2 niveles, b) arquetipos de 4 niveles y c) arquetipos de 6 niveles, analizados en dirección x.

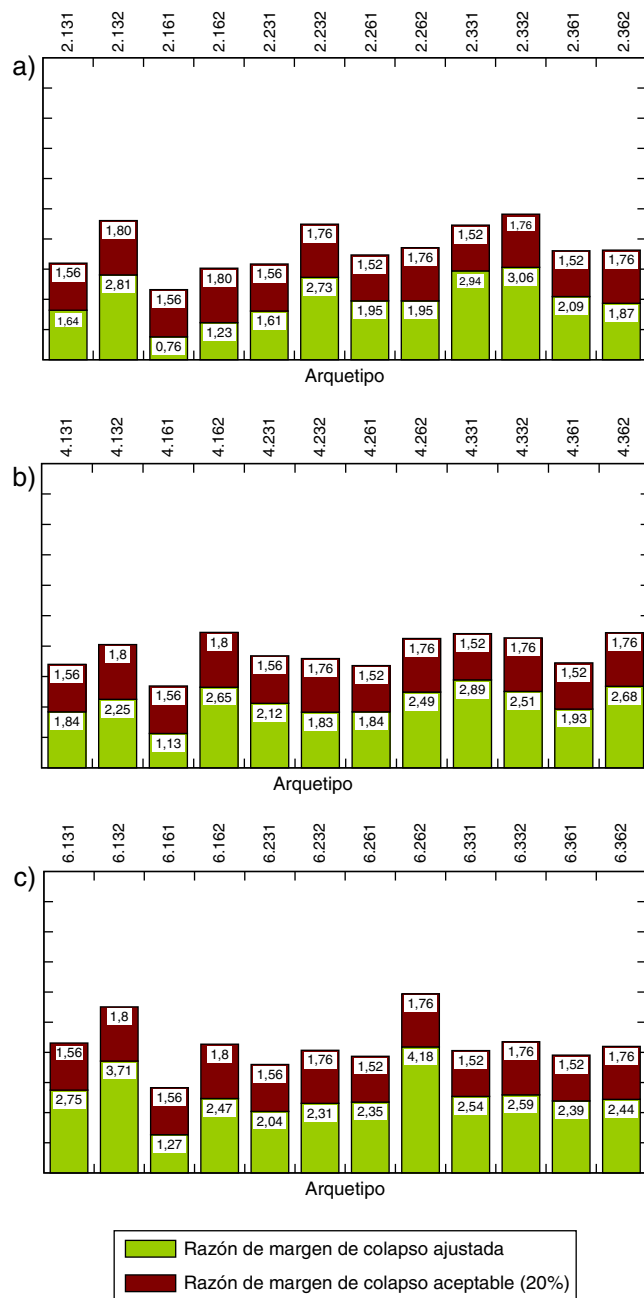


Figura 8. Valores de  $ACMR$  y  $ACMR_{20\%}$  para a) arquetipos de 2 niveles, b) arquetipos de 4 niveles y c) arquetipos de 6 niveles, analizados en dirección y.

Seguidamente, en la figura 8 se muestran los resultados obtenidos para los arquetipos evaluados en dirección x:

Uno de los aspectos que primeramente llaman la atención, es la diferencia que existe entre los resultados obtenidos para los arquetipos con vanos de 3 y 6 m. Esta diferencia se debe al efecto P-delta sobre los edificios de acero, que al ser muy flexibles propician grandes desplazamientos, lo que produce un incremento en los momentos producidos por las cargas de gravedad [24].

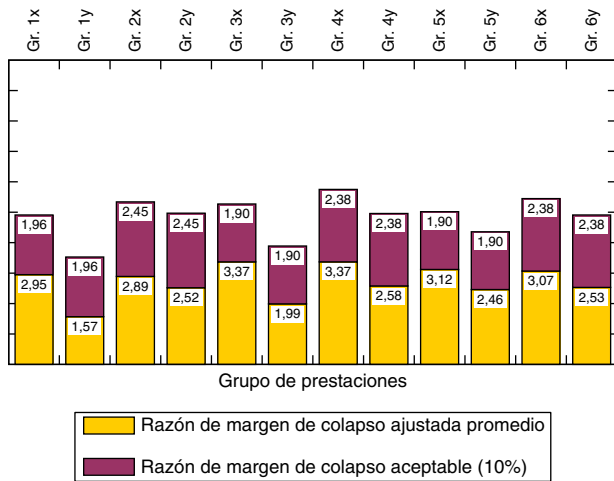
Los resultados de la evaluación de la razón de margen de colapso ajustada de los arquetipos individuales indican que algunos de ellos presentan resultados que permiten rechazar los valores del factor de comportamiento adoptado en el proyecto, por ejemplo los arquetipos 2161 y 2162 (arquetipos de dos niveles, diseñados por aceleraciones con luces de vanos de 6,0 m) tanto en la dirección x como la y del análisis. De igual manera ocurre con los arquetipos

4161 y 6161, pero sólo en dirección y (dirección débil de los pórticos). El resto de los arquetipos presentan valores que permiten aceptar los factores de comportamiento usados en el proyecto.

Como se ha indicado, los arquetipos constituyen grupos de familias por prestaciones. Estos grupos se integran de arquetipos individuales con características similares. En el presente estudio se tiene un total de seis grupos por prestaciones conformados por los arquetipos cuyas características de proyecto y de materiales utilizados son semejantes, ver tabla 2. Para entender cada grupo de prestaciones es necesario observar de nuevo la Tabla A.1. Estos grupos se deben verificar, de manera que los promedios de los valores de la razón de margen de colapso ajustado  $ACMR$  no superen el valor correspondiente a la incertidumbre del grupo para una probabilidad de colapso del 10% ( $ACMR_{10\%}$ ).

**Tabla 2**  
Grupos de prestaciones para los arquetipos estudiados

Grupo de Prestaciones					
Arquetipo					
Gr. 1	Gr. 2	Gr. 3	Gr. 4	Gr. 5	Gr. 6
2131	2132	2231	2232	2331	2332
2161	2162	2261	2262	2361	2362
4131	4132	4231	4232	4331	4332
4161	4162	4261	4262	4361	4362
6131	6132	6231	6232	6331	6332
6161	6162	6261	6262	6361	6362



**Figura 9.** Valores de  $\overline{ACMR}$  y  $ACMR_{20\%}$  para a) arquetipos de 2 niveles, b) arquetipos de 4 niveles y c) arquetipos de 6 niveles, analizados en dirección x.

En la figura 9 se muestran los resultados de la razón de margen de colapso ajustada promedio de los grupos de prestaciones anteriormente definidos y su contraparte que es el valor de la razón de margen de colapso aceptable para un 10% de probabilidad de excedencia. En esta figura se han resumido los resultados para ambas direcciones de análisis.

Los resultados muestran claramente que el Grupo de Prestaciones 1 en dirección y, no satisface el criterio establecido para el valor de la razón de margen de colapso ajustada promedio, por tanto el valor adoptado para el factor de comportamiento debe ser reformulado. Esto requeriría fijar un nuevo valor del factor de comportamiento y aplicar nuevamente la metodología para los arquetipos del grupo de prestaciones mencionado, hasta lograr valores satisfactorios, sin embargo este paso no se ha contemplado en la presente investigación y se deja sugerida su aplicación en trabajos futuros.

**5. Conclusiones**

Se ha aplicado la metodología FEMA P-695 de forma adaptada a los edificios porticados de acero que se proyectan conforme a la versión actual de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Los resultados de la evaluación de la razón de margen de colapso muestran que el valor actual del factor de comportamiento contemplados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el proyecto de nuevos edificios dúctiles con estructura metálica, son altos para el grupo de prestaciones de edificios bajos con luces de vanos grandes (6 m) proyectados conforme al procedimiento con base en aceleraciones. Se recomienda proponer un nuevo valor del factor de comportamiento para este grupo. En todo caso, el nuevo

valor debería ser menor que el valor actual prescrito en la norma ( $q = 6$ ).

Para el grupo de prestaciones correspondiente a edificios proyectados con base en aceleraciones, pero con luces de vanos cortas (3 m), el factor de comportamiento de la Norma satisface los criterios de aceptación.

Los arquetipos y grupos de prestaciones diseñados conforme al procedimiento normativo con base en desplazamientos y conforme al procedimiento alternativo con base en balance de energía mostraron resultados satisfactorios luego de la evaluación.

En sintonía con los resultados obtenidos, se sugiere aplicar la metodología usada en este trabajo para validar los factores de comportamiento de otras tipologías estructurales usuales en el Ecuador, como por ejemplo los edificios porticados de hormigón armado

**Agradecimientos**

El primer autor desea expresar su agradecimiento a la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, de la cual es Profesor e Investigador. Así mismo a la Secretaría Nacional de Ciencia Tecnología e Innovación (SENESCYT, Ecuador) por haber financiado el proyecto de investigación, dentro del marco de becas Prometeo.

**Anexo A**

**Tabla A.1**  
Resumen de los arquetipos considerados en la investigación

Nº de niveles	Proyecto	Luces de vanos(m)	Tipo de perfiles	Nº de arquetipo
2	basado en aceleraciones	3	Laminados	2131
		6	Armados	2132
		3	Laminados	2161
		6	Armados	2162
		3	Laminados	2231
		6	Armados	2232
	basado en desplazamientos	3	Laminados	2261
		6	Armados	2262
		3	Laminados	2331
		6	Armados	2332
		3	Laminados	2361
		6	Armados	2362
4	basado en aceleraciones	3	Laminados	4131
		6	Armados	4132
		3	Laminados	4161
		6	Armados	4162
		3	Laminados	4231
		6	Armados	4232
	basado en desplazamientos	3	Laminados	4261
		6	Armados	4262
		3	Laminados	4331
		6	Armados	4332
		3	Laminados	4361
		6	Armados	4362
6	basado en aceleraciones	3	Laminados	6131
		6	Armados	6132
		3	Laminados	6161
		6	Armados	6162
		3	Laminados	6231
		6	Armados	6232
	basado en desplazamientos	3	Laminados	6261
		6	Armados	6262
		3	Laminados	6331
		6	Armados	6332
		3	Laminados	6361
		6	Armados	6362

**Tabla A.2**  
Secciones resultantes del proyecto de los arquetipos de 2 niveles

Caso	Vigas		Columnas	Caso	Vigas		Columnas
	x	y			x	y	
2131	IPN 200	IPN 160	HEB 160	4131	IPN 220	IPN 160	HEB 200
2132	25 × 15 × 0,5	20 × 10 × 0,4	20 × 20 × 0,6	4132	25 × 15 × 0,5	20 × 10 × 0,4	20 × 20 × 0,6
2161	IPN 360	IPN 260	HEB 200	4161	IPN 360	IPN 260	HEB 260
2162	50 × 20 × 0,9	25 × 15 × 0,5	25 × 25 × 0,7	4162	50 × 20 × 0,9	40 × 20 × 0,6	40 × 40 × 0,8
2231	IPN 180	IPN 160	HEB 160	4231	IPN 220	IPN 160	HEB 200
2232	25 × 15 × 0,5	20 × 10 × 0,4	20 × 20 × 0,6	4232	25 × 15 × 0,5	20 × 10 × 0,4	20 × 20 × 0,6
2261	IPN 380	IPN 320	HEB 280	4261	IPN 360	IPN 280	HEB 360
2262	50 × 20 × 0,9	25 × 15 × 0,6	35 × 35 × 0,7	4262	50 × 20 × 0,9	30 × 15 × 0,6	45 × 45 × 0,8
2331	IPN 200	IPN 160	HEB 200 U	4331	IPN 220	IPN 160	HEB 220 U
2332	25 × 15 × 0,5	20 × 10 × 0,4	20 × 20 × 0,6	4332	25 × 15 × 0,5	25 × 15 × 0,5	20 × 20 × 0,6
2361	IPN 360	IPN 260	HEB 260 U	4361	IPN 360	IPN 360	HEB 300 U
2362	50 × 20 × 0,9	30 × 15 × 0,6	30 × 30 × 0,7	4362	50 × 20 × 0,9	40 × 20 × 0,6	40 × 40 × 0,8

**Tabla A.3**  
Secciones resultantes del proyecto de los arquetipos de 6 niveles

Caso	Vigas		Columnas	Caso	Vigas		Columnas
	x	y			x	y	
6131	IPN 200	IPN 200	HEB 180	IPN 200	IPN 200	HEB 160	
6132	25 × 15 × 0,5	25 × 15 × 0,5	20 × 20 × 0,6	25 × 15 × 0,5	20 × 10 × 0,4	20 × 20 × 0,6	
6161	IPN 360	IPN 360	HEB 320	IPN 360	IPN 360	HEB 260	
6162	50 × 20 × 0,9	40 × 20 × 0,6	45 × 45 × 1	50 × 20 × 0,9	40 × 20 × 0,6	40 × 40 × 0,8	
6231	IPN 200	IPN 200	HEB 220	IPN 200	IPN 200	HEB 200	
6232	25 × 15 × 0,5	25 × 15 × 0,5	25 × 25 × 0,7	25 × 10 × 0,5	20 × 10 × 0,5	20 × 20 × 0,6	
6261	IPN 400	IPN 380	HEB 600	IPN 360	IPN 360	HEB 400	
6262	55 × 20 × 1	45 × 20 × 0,8	50 × 50 × 2	50 × 20 × 0,9	40 × 20 × 0,6	45 × 45 × 1	
6331	IPN 200	IPN 200	HEB 220 U	IPN 200	IPN 200	HEB 200 U	
6332	25 × 15 × 0,5	25 × 15 × 0,5	25 × 25 × 0,7	25 × 15 × 0,5	20 × 10 × 0,4	20 × 20 × 0,6	
6361	IPN 360	IPN 360	HEB 320 U	IPN 360	IPN 360	HEB 260 U	
6362	50 × 20 × 0,9	40 × 20 × 0,6	45 × 45 × 1	50 × 20 × 0,9	40 × 20 × 0,6	40 × 40 × 0,8	

**Tabla A.4**  
Acelerogramas utilizados para el análisis incremental dinámico

Terremoto	Estación	Componente
Algarrobo (Chile)	Llaillai	280
	Hualane	40
Del Perú (Perú)	Lima	E-O
		N-S
Áncash (Perú)	Arequipa, Instituto Geofísico	N
		S
Northridge (EEUU)	Carbon Canyon Dam	L
	Los Angeles Griffith Observatory	T
		131
Kobe (Japón)	Nishi Akashi	041
		360
	Takatori	270
Sumatra (Indonesia)		000
	Sikuai Island	090
		090
Tohoku (Japón)	Fukushima	090
		360
	Yamamoto	e-w
Maule (Chile)		n-s
	Concepción San Pedro	n-s
		97
Este de Turquía (Turquía)	Cerro Santa Lucía	7
	Van Muradiye	90
		360
Ecuador	Bitlis Merkez	N
		S
	Quito	N-S

## Bibliografía

- [1] J.C. Vielma, A.H. Barbat, S. Oller, Seismic performance of buildings with waffled-slab floors, *Proceedings of the ICE - Structures and Buildings* 162 (3) (2009) 169-182.
- [2] J.C. Vielma, A.H. Barbat, S. Oller, On-linear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety, en: E. Camilleri (Ed.), *Structural Analysis*, Nova Science Publishers, New York, 2010, pp. 101-128.
- [3] FEMA, «Quantification of Building Seismic Performance Factors. FEMA P-696,» Applied Technology Council, Redwood, 2009.
- [4] D. Vamvatsikos, A. Cornell, Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31 (3) (2002) 491-514.
- [5] M. Fragiadakis, D. Vamvatsikos, Fast performance uncertainty estimation via pushover and approximate IDA, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 39 (6) (2010) 683-703.
- [6] D. Vamvatsikos, A. Cornell, Developing efficient scalar and vector intensity measures for IDA capacity estimation by incorporating elastic spectral shape information, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 34 (1) (2005) 1573-1600.
- [7] E. Márquez, W. Lobo, J.C. Vielma, Comparative analysis of the energy dissipation capacity of concentrically and eccentrically braced steel buildings, *The Open Civil Engineering Journal* 9 (1) (2015) 295-307.
- [8] B. Asgarian, A. Sadreinezhad, P. Alanjari, Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis, *Journal of Constructional Steel Research* 66 (1) (2010).
- [9] J.C. Vielma, A.H. Barbat, S. Oller, Seismic safety of low ductility structures used in Spain, *Bulletin of Earthquake Engineering* 8 (1) (2010) 135-155.
- [10] J.C. Vielma, A.H. Barbat, S. Oller, Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes, en: M. Papadrakakis, M. Fragiadakis, N. Lagaros (Eds.), *Computational methods in Earthquake Engineering*, Springer, Heidelberg, 2010, pp. 201-220.
- [11] A. Barbat, Y. Vargas, L. Pujades, J. Hurtado, Evaluación probabilista del riesgo sísmico de estructuras con base en la degradación de rigidez, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería* 32 (1) (2016) 39-47.
- [12] D. Vamvatsikos, M. Fragiadakis, Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 39 (1) (2010) 141-163.
- [13] D. Vamvatsikos, A. Cornell, Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 35 (1) (2006) 1097-1117.



- [14] Y. Vargas, L. Pujades, A. Barbat, J. Hurtado, Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería* 29 (2) (2013) 63-78.
- [15] M. Dolšek, Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 38 (1) (2009) 805-825.
- [16] MIDUVI, Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente, 1 a ed., Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Quito, 2013.
- [17] M. Priestley, G. Calvi, M. Kowalski, *Displacement-based seismic design of structures*, 1 a ed., IUSS Press, Pavia, 2007.
- [18] J.C. Vielma, A.H. Barbat, S. Oller, *Proyecto sismo-resistente de estructuras porticadas*, 1 a ed., Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, Barcelona, 2011.
- [19] AISC, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, 2010.
- [20] A. Plumier, «Specific rules for the design and detailing of steel buildings, in Eurocode 8,» de *Seismic design of buildings. Worked examples*, Ispra, Joint Research Centre, 2012, pp. 150-284.
- [21] FEMA, «Seismic Performance Assessment of Buildings. Vol. 1. FEMA P-58,» Applied Technology Council, Redwood, 2012.
- [22] A. Arias, *A Measure of Earthquake Intensity*, en: R. Hansen (Ed.), *Seismic Design for*, MIT Press, Cambridge, 1970, pp. 438-483.
- [23] Seismosoft, «SeismoStruct v7.0-A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, Available from <http://www.seismosoft.com>,» Seismosoft, Pavia, 2014.
- [24] J.C. Vielma, M.A. Cando, Influence of P-delta effect on ductility of SMRF steel buildings, *The Open Civil Engineering Journal* 9 (1) (2015) 351-359.