

CRITERIO COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL EN EDIFICIOS DE BAJA ALTURA

CRITERION STRONG COLUMN WEAK BEAM IN BUILDINGS OF LOW HEIGHT

JOSÉ BARROS CABEZAS¹, HERNÁN SANTA MARÍA²

1 Universidad Católica de Santiago de Guayaquil. Ecuador. josebarros@cu.ucsg.edu.ec

2 Universidad Católica de Chile. Chile. hsm@ing.puc.cl

RESUMEN

En la presente investigación se plantea que, para edificios de pórticos de hormigón armado de dos pisos o menos, la revisión del criterio "columna fuerte-viga débil" realizada siguiendo las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2011), aplicando una simplificación, es más adecuada que la metodología que propone el código ACI 318-11, en términos de optimización de materiales (específicamente, acero de refuerzo longitudinal), manteniendo una seguridad y desempeño estructural muy similares.

Para demostrar esto, se realiza lo siguiente: primero, un diseño de un edificio con cada una de las normas antes mencionadas con el objetivo de comparar las cantidades de acero de refuerzo longitudinal requeridas, y luego análisis no lineales estáticos (pushover) y dinámicos (tiempo historia), con el objetivo de revisar las formas de falla para cada diseño y la probabilidad de colapso correspondiente al sismo máximo considerado (MCE por sus siglas en inglés) definido por la norma ASCE/SEI 7-10, siguiendo las recomendaciones de modelaje numérico y análisis propuestos en la metodología FEMA P-695.

Se demuestra que la reducción de cantidades de acero de refuerzo que se logra utilizando los criterios de la norma NEC con una modificación, no afecta de manera significativa el desempeño de estas estructuras, manteniendo la probabilidad de colapso dentro de los límites sugeridos en la metodología FEMA P-695.

PALABRAS CLAVE: pórticos de hormigón armado, columna fuerte viga débil, diseño sismo-resistente.

ABSTRACT

In this research work, it is proposed that, for reinforced-concrete frame buildings with two levels or less, the review of the criterion "strong column-weak beam" carried out following the recommendations of the Ecuadorian Construction Standard (NEC 2011), applying a simplification, it is more appropriate than the methodology proposed by ACI code 318-11, in terms of material optimization (specifically, longitudinal reinforcing steel), maintaining very similar structural safety and performance.

To demonstrate this, the following steps are taken: first, a building design with each of the aforementioned standards in order to compare the quantities of required longitudinal reinforcing steel, and then non-linear static (pushover) and dynamic (time history), with the objective of reviewing the failure forms for each design and the probability of collapse corresponding to the maximum considered earthquake (MCE) defined by the standard ASCE / SEI 7-10, following the recommendations of modeling numerical analysis and the analysis proposed in the FEMA P-695 methodology.

It is shown that the reduction of quantities of reinforcing steel achieved using the NEC standard criteria with a modification does not significantly affect the performance of these structures, maintaining the likelihood of collapse within the limits suggested in the FEMA methodology P-695.

KEYWORDS: Reinforced concrete portals, strong column weak beam, earthquake resistant design.

DOI: <http://dx.doi.org/10.23878/alternativas.v17i3.215>

RECIBIDO: 30/05/2015

ACEPTADO: 30/08/2015

INTRODUCCIÓN

El diseño por capacidad de las columnas de los pórticos especiales resistentes a momento de hormigón armado, consiste en asegurar que la formación de rótulas plásticas en un nudo de la estructura no ocurra en las columnas[1]. Esto se logra diseñando la armadura longitudinal de las columnas en función de la resistencia a flexión que tendrán las vigas, suponiendo que, durante el sismo de diseño, se formarán completamente las rótulas plásticas en las vigas. Generalmente en edificios de dos o menos pisos el diseño de la viga es gobernado por cargas gravitacionales, lo que puede llevar a que la consideración de la formación de ambas rótulas plásticas simultáneamente sea demasiado conservadora.

Con esta idea, se plantea en una primera instancia la revisión de la probabilidad de colapso de dos diseños de un mismo pórtico de un edificio: uno cumpliendo el criterio Columna Fuerte-Viga Débil (CFVD) que dictamina la norma ACI-318/11[1], esto es:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.20 \Sigma M \tag{1}$$

donde ΣM_{nc} y ΣM_{nb} son las sumas de las resistencias de las columnas y vigas que llegan al nudo, respectivamente, y otro caso usando la norma NEC-2011[2]:

$$M_{nc} \geq \Phi^0 \omega_f M_e \tag{2}$$

donde M_{nc} es el momento nominal de la columna, M_e es el momento obtenido en la columna del análisis de cargas sísmicas, Φ_0 es un factor de sobre-resistencia que toma en cuenta el armado final de las vigas, y ω_f es un factor de amplificación que depende de la posición de la columna en la altura del edificio y del factor de reducción de respuesta utilizado en el diseño. Para este caso, se usa una modificación importante: se supone que $\Phi_0 \omega_f = 1,60$, lo que es equivalente a reducir el valor de R para el diseño de columnas. Esto se realiza porque para este tipo de estructuras el valor Φ_0 puede llegar a valores tan altos como 6, debido a que el diseño resulta gobernado por cargas gravitacionales. En la figura 1 se presenta la definición del factor Φ_0 , que depende del diagrama de momentos en las vigas. Dado que las vigas se ven dominadas por cargas gravitacionales los momentos positivos requeridos en la zona del nudo son iguales o muy cercanos a cero; combinado con el requerimiento de diseño que indica que el momento resistente positivo debe ser por

lo menos la mitad del negativo[2], resulta en valores altos de Φ_0 .

El valor $\Phi_0 \omega_f = 1.60$ resulta de suponer que la resistencia de diseño es igual a la demanda tanto para momento positivo como para momento negativo, por lo tanto de la ecuación que se muestra en la figura 1, $\Phi_0 \approx 1.25$. Además, en la sección 4.3.2.2 de la norma NEC-2011[2] se indica que si usamos el factor de reducción R igual a 6, $\omega_f = 1.24$; por lo tanto $\Phi_0 \omega_f = 1.55 \approx 1.60$. Este valor se considera aceptable, pues en los análisis tiempo- historia no-lineales realizados por Barros[3] para este tipo de estructuras, se observó que, para el sismo de diseño, las vigas no ingresaban en el rango inelástico en la flexión positiva. De esto se concluye que es demasiado conservador adoptar ese aporte de sobre-resistencia y se estima adecuado el valor propuesto.

En la misma investigación de Barros[3], se determina la geometría más crítica de un pórtico de dos pisos, la que se adopta para la revisión que se plantea en este artículo. Dicha geometría se muestra en la figura 2, donde H_1 y H_2 son iguales a 3.00m, L_1 es 4.00m y L_2 es 8.00m.

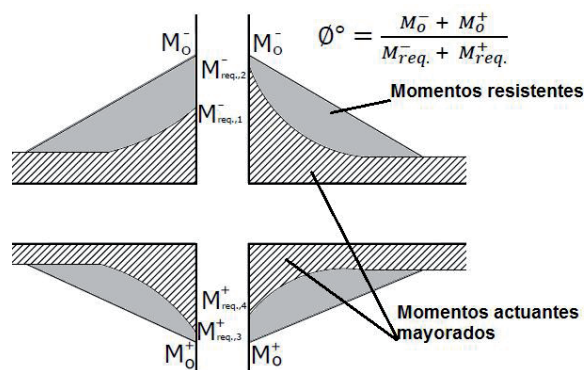


Figura 1. Cálculo del factor Φ^0 para el criterio CFVD de la norma NEC-2011. (figura 4.5 de la norma NEC-2011[2]).

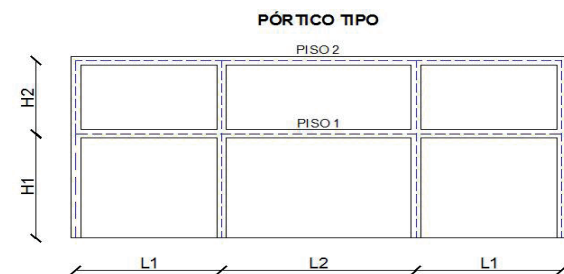


Figura 2. Geometría general del pórtico de hormigón armado de dos pisos a revisar.

METODOLOGÍA Y MODELOS NO-LINEALES

La revisión se realiza mediante la comparación de los resultados de los análisis no lineales (estáticos y dinámicos) de ambos pórticos, siguiendo

algunos criterios propuestos por FEMA P-695[4]. Los valores a comparar son los siguientes:

- El factor de sobre-resistencia de cada pórtico.
- La probabilidad de colapso en el sismo de diseño (DE, por sus siglas en inglés).
- La probabilidad de colapso en el sismo máximo probable (MCE, por sus siglas en inglés).
- Las formas de colapso.

El modelo del pórtico se puede observar en la figura 3. Este modelo fue desarrollado en OpenSees[5], programa que tiene elementos flexurales que permiten simular la formación de rótulas plásticas en los extremos de vigas y columnas ("zeroLength"), y una combinación de elementos en cada nudo de la estructura para representar el comportamiento de la unión viga-columna (ver en el detalle de la figura 3). La constitutiva de los elementos viga-columna es la propuesta por Haselton et al.[6], y fue modelada con el material uniaxial ("ModIMKPeakOriented") propuesto por Ibarra y Krawinkler[7]. La constitutiva de la unión viga-columna es la propuesta por Kim y LaFave (2009), y se incluyó en el programa con el material "pinching4". Los modelos de materiales fueron seleccionados en base al requerimiento de FEMA P-695[4], en que el elemento debe incluir términos de degradación que resultan del comportamiento cíclico de estas estructuras. En las figuras 4 y 5 se muestran las constitutivas de los elementos viga-columna y las uniones viga-columna usadas, junto con un ejemplo del comportamiento cíclico de los modelos antes detallados.

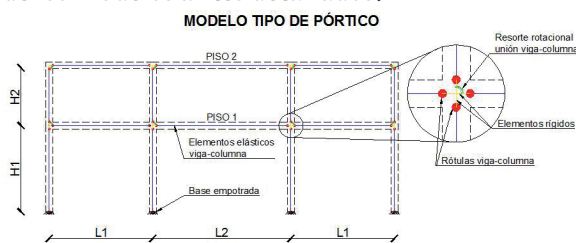


Figura 3. Modelo matemático en OpenSees del pórtico de hormigón armado.

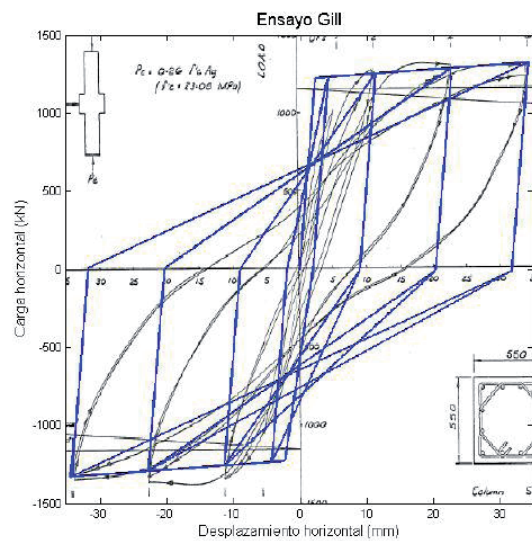
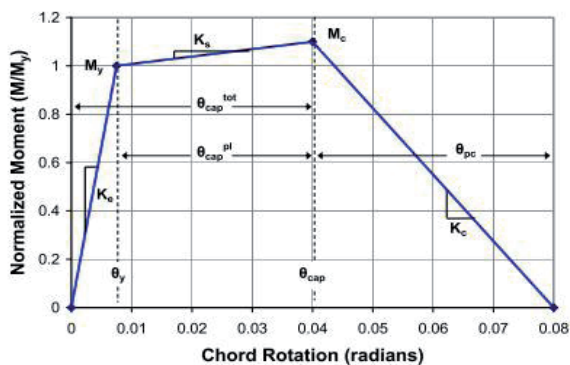


Figura 4. Forma general de la constitutiva de los elementos viga-columna propuesta por Haselton et al. (2008) y ejemplo del comportamiento cíclico del modelo "ModIMKPeakOriented".

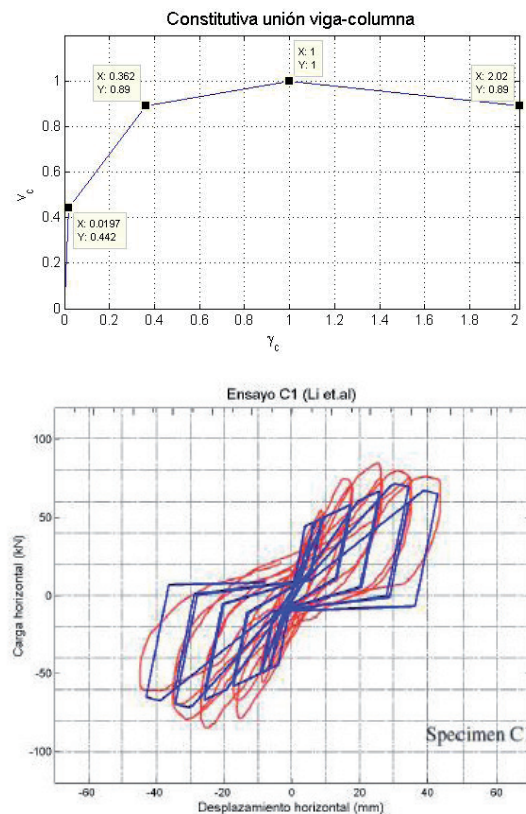


Figura 5. Constitutiva del elemento unión viga-columna propuesta por Kim y LaFave (2009) y ejemplo del comportamiento cíclico del modelo "pinching4".

Los análisis dinámicos tiempo-historia se realizaron usando únicamente los 44 registros de campo lejano que propone el documento FEMA P-695[4].

Finalmente, se aplicaron los mismos criterios que se muestran en Barros[3] para determi-

nar el colapso de un pórtico durante un evento sísmico, los que son:

- Modelo de Elwood y Moehle[9], para estimar la deriva para la que se inicia la degradación por cortante en columnas de hormigón armado:

$$\left(\frac{\Delta}{L}\right) \text{ falla axial} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{500} \frac{V}{\sqrt{f_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f_c} \geq \frac{1}{100}$$

- Modelo de Elwood y Moehle[10], para estimar la deriva que produce la falla de columnas por carga axial:

$$\left(\frac{\Delta}{L}\right) \text{ falla axial} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_{st} F_{yt} d_c \tan \theta} \right)}$$

donde Δ es la deformación de entre piso, L la longitud libre de la columna, ρ'' es la relación de refuerzo transversal, v es el esfuerzo de corte, f_c es la resistencia a compresión del hormigón, P es la carga axial que soporta la columna, A_g es el área gruesa de la sección de la columna, θ es el ángulo de la fisura crítica, s es la separación entre estribos, A_{st} es el área de los estribos, F_{yt} es la resistencia a la fluencia del acero del estribo y d_c es la profundidad del núcleo confinado. Con estos criterios de colapso, se supone que la falla de una columna implica el colapso de la estructura completa, suposición que resulta conservadora pues se han observado fallas de columnas en edificios de pórticos de hormigón que no generan un colapso global de la estructura [12,13].

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS PÓRTICOS

En general, las normas ecuatorianas de diseño sismo-Resistente de edificios están basadas en los códigos de Estados Unidos, y para este caso específico, la norma NEC-2011[2] sigue el ASCE/SEI 7-10[11] y el ACI- 318/11[1]; sin embargo, en algunas exigencias y detalles puntuales existen diferencias importantes que se detallan en la tabla 1. El criterio que llama más la atención es el valor del factor de reducción de respuesta, el cual es un 25% menor en la norma ecuatoriana. Por otro lado, los valores extremos de los espectros de diseño son muy similares, tal como se muestra en la figura 6, aunque el espectro de diseño obtenido con NEC-2011[2] entrega mayores valores de aceleraciones espectrales en el rango entre 0.6 y 3 segundos que el ASCE/SEI 7- 10[11]. Los

espectros de las dos normas mostrados en la figura 6 se obtuvieron considerando características de sitio equivalentes.

TABLA 1. DIFERENCIAS EN CRITERIOS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE ENTRE NORMAS ECUATORIANAS Y DE EEUU

CRITERIO	ASCE/SEI 7-10 ACI-318/11	NEC-2011
Secciones agrietadas de vigas*	0.35 I _g	0.50 I _g
Secciones agrietadas de columnas*	0.70 I _g	0.80 I _g
Revisión de derivas**	$\Delta_M = C_d \Delta_e = 5.5 \Delta_e$	$\Delta_M = 0.75 R \Delta_e$
Valores de reducción de respuesta	R=8	R=6
Revisión CFVD+	$\Sigma M_{nc} \geq 1.20 \Sigma M_{nb}$	$M_{nc} \geq \Phi_{wf}^0 M_e$

* I_g = Inercia gruesa de la sección.

** Δ_M = Deriva máxima inelástica. Δ_e = Deriva máxima elástica obtenida del análisis. R = factor de reducción de respuesta sísmica. C_d = factor de amplificación de desplazamientos.

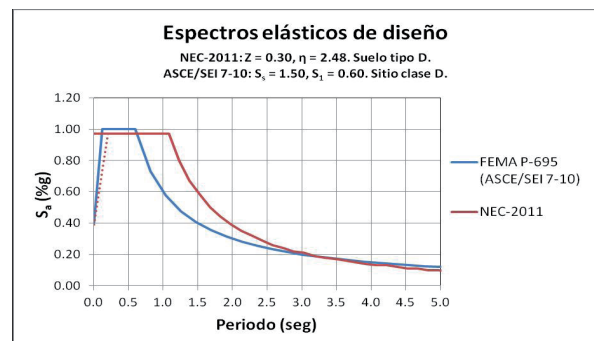


Figura 6. Comparación de ordenadas de los espectros elásticos de diseño de las normas empleadas.

Se realizaron dos diseños siguiendo las normativas que se indican en la tabla 1, usando análisis dinámicos de superposición modal con los espectros de la figura 6. Se observó que las vigas resultan con armados esencialmente iguales, lo que confirma que en este tipo de estructuras el diseño es gobernado por la carga gravitacional; por esta razón no se ha incluido ese detalle. Las principales diferencias se observan en el diseño de las columnas. En la figura 7 se muestra un resumen de los detalles finales de las columnas interiores que forman cada pórtico. En el caso del pórtico ACI/ASCE, el diseño queda gobernado por la resistencia del nudo y el criterio CFVD, lo que obliga a utilizar una cuantía de acero un tanto mayor, igual al 1.5% (mayor que el mínimo que es 1.0%). En el pórtico NEC, en cambio, con la simplificación planteada, las dimensiones de las columnas fueron gobernadas por el criterio de la resistencia a cortante del nudo, por lo que el armado longitudinal resulta aproximadamente igual al mínimo; en el caso de haber usado el criterio CFVD de la norma NEC-2011 sin ninguna modificación, para esta

columna se hubiera requerido una cuantía de acero del orden del 4.7%.

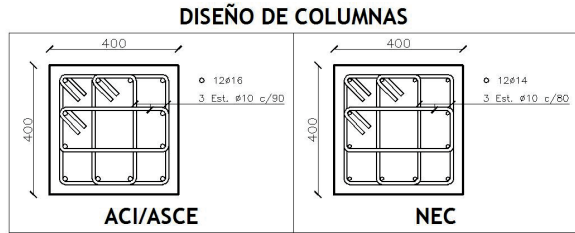


Figura 7. Diseños de columnas de cada pórtico.

En la figura 8 se hace una comparación de las constitutivas que resultan para cada columna usando el modelo de Haselton[6]. Se observa que hay una diferencia de 15% en la resistencia máxima, lo que es esperable por las diferencias en la cantidad de armadura longitudinal; la capacidad de deformación es muy similar, pues la disposición de estribos también lo es.

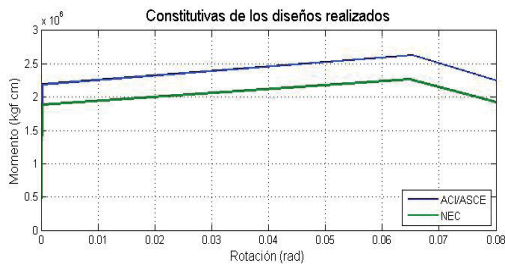


Figura 8. Comparación de constitutivas de las columnas diseñadas según ACI/ASCE y NEC.

**RESUMEN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS
ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL (PUSHOVER)**

Se realizó el análisis de cada uno de los pórticos siguiendo las exigencias de FEMA P-695[4]; en las figuras 9 y 10 se observan los resultados de los análisis estáticos no-lineales (Pushover) de los pórticos ASCE/ACI y NEC, respectivamente. El modelo de Elwood y Moehle[9] que se muestra en la Ec. (3) controla en ambos casos el criterio de máxima deformación. El resultado que más interesa en este tipo de análisis es el valor de la sobre-resistencia (Ω), que para el pórtico ASCE/ACI resulta del orden de 6 y para el pórtico NEC, aproximadamente 4, valores algo elevados en comparación al valor de $\Omega = 3$ que propone la norma ASCE[11]. Esto ocurre porque los requerimientos que controlan estos diseños son principalmente valores mínimos para este tipo de estructuras. Aunque ambos pórticos tienen una capacidad de deformación que permite un desplazamiento de techo cercano a 30 cm, el modelo ASCE/ACI tiene una deformación última alrededor de 15% mayor que el modelo NEC. El efecto de la menor resistencia observada en el modelo NEC se analiza en la siguiente sección.

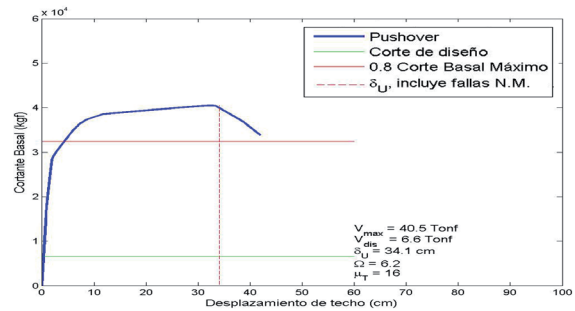


Figura 9. Resultados del análisis estático no-lineal (Pushover) del pórtico ACI/ASCE.

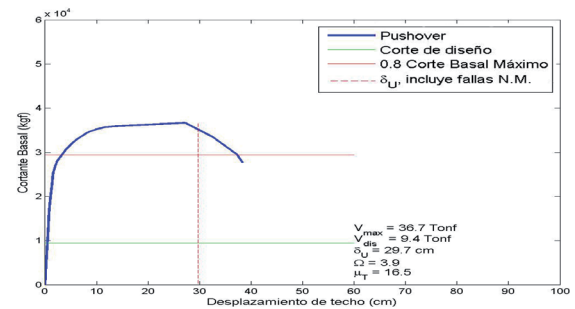


Figura 10. Resultados del análisis estático no-lineal (Pushover) del pórtico NEC.

ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO HISTORIA NO-LINEAL (THNL)

Se realizaron los análisis THNL de ambos pórticos con los registros de campo lejano que propone el documento FEMA P-695[4], considerando únicamente dos escalas de sismo: (1) el sismo de diseño (DE, por sus siglas en inglés) correspondiente a una probabilidad del 5% de ocurrencia en 50 años, y (2) el sismo máximo considerado (MCE, por sus siglas en inglés) con una probabilidad de ocurrencia del 2% en 50 años.

En ambos casos se obtiene una probabilidad de colapso de alrededor del 3% para el sismo máximo esperado. Para el sismo de diseño no se presentan colapsos, indicando una probabilidad de colapso muy baja.

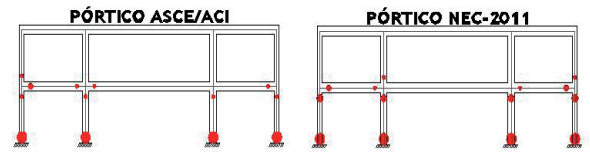


Figura 11. Incursiones inelásticas de los pórticos ASCE/ACI y NEC, en los registros 24 y 25, que presentaron colapso, respectivamente.

En la figura 11 se observan las formaciones de rótulas plásticas en los elementos de los pórticos que presentaron colapso para los casos de los registros 24 y 25, para los pórticos ASCE/ACI y NEC, respectivamente. Se observa que las vigas tuvieron incursiones inelásticas mínimas y se comportaron casi completamente dentro del rango elástico-lineal. En ambas estructuras

ocurren incursiones inelásticas pero no se forman mecanismos, pues los criterios de colapso que se utilizaron limitan la capacidad de deformación de los pórticos de manera considerable y el pórtico no llega a ser inestable.

CONCLUSIONES

Se realizó el diseño de un pórtico utilizando las normas ecuatorianas, aplicando una modificación en la revisión del criterio CFVD, y un diseño usando completamente las normas de EEUU, con el objetivo de realizar comparaciones en términos de capacidades de deformación y sobre-resistencia, por medio de análisis estáticos no-lineales, y probabilidad de colapso para el máximo sismo considerado, usando análisis tiempo historia no-lineales. Todo esto se hizo siguiendo las recomendaciones del documento FEMA P-695. De los resultados de los modelos realizados en esta investigación, se concluye lo siguiente:

- Para este tipo de estructuras no es necesario cumplir completamente el criterio CFVD exigido por la norma NEC-2011, pues resulta en un diseño anti-económico por la excesiva resistencia de las columnas, la que no es necesaria.
- Se observa que para estas estructuras el requerimiento de CFVD del ACI-318/11 se puede reducir sin que esto implique un aumento en la probabilidad de colapso que se obtiene para el sismo máximo considerado.
- Suponer que en las vigas de los pórticos especiales a momento en estructuras de dos pisos o menos, se van a formar rótulas plásticas tanto para momento negativo como para el positivo, resulta demasiado conservador.
- Disminuir en un 25% el valor del factor de reducción de respuesta (R) que se usa en este tipo de estructuras, y simultáneamente no incluir el criterio CFVD para el diseño, resulta en una estructura con columnas entre 20 y 25% más económicas y con probabilidades de colapso comparativamente iguales al de una estructura que cumpla con la normativa existente en la actualidad en EE.UU y Ecuador.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido parcialmente financiada por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONICYT) a través del programa Fondap N°15110017.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI (2011): Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318M-11). Farmington Hills, MI, USA.
2. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2011): Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC 2011). Ecuador.
3. Barros J (2014): Flexibilización de requisitos sísmicos de diseño para edificios de pórticos de 2 pisos o menos. Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
4. Fema (2009) Fema P695: Quantification of Building Seismic Performance Factors. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA,
5. McKenna F, Fenves GL, Scott MH, Jeremic B (2000): Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA
6. Haselton CB, Liel AB, Lange ST, Deierlein, GG (2008): Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA.
7. Ibarra L., Krawinkler H (2005): Global collapse of frame structures under seismic excitations. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA.
8. Kim J, LaFave J (2009): Joint shear behavior of reinforced concrete beam-column connections subjected to seismic lateral loading. Laboratory NSEL. (Report Series, NSEL 020), University of Illinois at Urbana-Champaign, IL, USA.
9. Elwood KJ, Moehle JP (2005): Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement. Earthquake Spectra, 21(1), 71-89.
10. Elwood, K. J., y Moehle, J. P. (2005a): An Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns Research Significance.
11. ASCE (2010). Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE/SEI-7). American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
12. Dogangün, A. (2004). Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey. Engineering Structures, 26(6), 841-856. doi:10.1016/j.engstruct.2004.02.005
13. Sezen, H. y Elwood, K. (2000). Structural Engineering Reconnaissance of the Kocaeli (Izmit): Turkey Earthquake of August 17, 1999.