

NIVELES DE DAÑO E INTERVALOS DE VALIDEZ DE COLUMNAS DE PUENTES

LEVELS OF DAMAGE AND VALIDITY INTERVALS OF RC BRIDGE COLUMNS

Javier A. Danna^a y Gustavo A. Pérez^b

^aCEMNCI, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Universidad Nacional de Tucumán, Av. Independencia 1800, Tucumán, Argentina, jdanna@facet.unt.edu.ar

^bInstituto de Estructuras Arturo Guzmán, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Universidad Nacional de Tucumán, Av. Independencia 1800, Tucumán, Argentina, gperez@herrera.unt.edu.ar

Palabras clave: Estados Límite, Nivel de Daño, Ensayo cíclico, Hormigón Armado

Resumen. En este trabajo se presenta una metodología para determinar los estados límite ingenieriles, de columnas de puente de hormigón armado que experimentan movimientos sísmicos. Hasta la fecha, no ha sido posible una cuantificación racional de los posibles estados de daño, a pesar de la gran cantidad de información disponible sobre el comportamiento de columnas de puentes. De hecho, el uso de diferentes estados límite dados por varios autores da resultados distintos en una misma columna. Existen algunos estudios aislados que establecen las relaciones de daño para evaluación de vulnerabilidad sísmica de columnas de puentes, pero aun así es fundamental aplicar el juicio ingenieril para dar un veredicto subjetivo. Según la metodología propuesta, se recoge información proveniente de evidencia experimental, se analizan expresiones teóricas y se propone una campaña numérica. Luego, los resultados son extrapolados usando modelos numéricos 2-D, uno para columnas dúctiles y el otro para frágiles. Para analizar las columnas bajo cargas cíclicas, se utiliza el programa de elementos finitos OpenSees. Del estudio paramétrico surge que cambiando la cuantía de refuerzo transversal y la relación de aspecto de las columnas, se produce un cambio en los estados límite.

Keywords: Limit States, Damage level, Cyclic Analysis, Reinforced Concrete.

Abstract. This paper presents a methodology for determining the engineering limit states that RC bridge columns experience under seismic ground motions. Despite the large body of information about column performance, a rational quantification for the possible levels of damage had not yet been done. In fact, the use of damage states proposed by different authors produces different results for the same column. Some isolated studies establish ratings of damage levels for bridge seismic vulnerability assessment, but engineering judgment and subjective perception must be used. In order to develop this methodology, information about experimental evidence is collected, theoretical expressions are analyzed and a numerical research program is proposed. Then, the results are extrapolated using two 2-D numerical models, one for brittle and other for ductile column. With OpenSees finite element program, columns under cyclic loads are analyzed. A parametric study shows how the limit states change, varying height and transverse reinforcement ratio.

1 INTRODUCCIÓN

Hoy en día, existen varias estructuras que no han sido diseñadas para resistir acciones sísmicas, o fueron construidas con códigos que han quedado obsoletos. Muchas de estas fueron construidas antes de los años 80, cuando los reglamentos no habían sido actualizados. Para remediar esto se aplica la nueva filosofía de diseño por desempeño, que propone una evaluación de la vulnerabilidad sísmica. Consiste en determinar la capacidad y la demanda de las estructuras, para luego compararlas entre ellas. Si la capacidad fuera menor que la demanda, serían necesarias medidas de actualización y refuerzo.

Uno de los puntos más importantes en la evaluación de la capacidad de componentes del puente es definir los estados límite. Es decir, determinar algún parámetro de medición en el puente y luego establecer los valores de ese parámetro cuando la resistencia de los materiales ha sido sobrepasada. Los estados límite son definidos de manera que respondan a daño físico o un nivel de funcionalidad. Según Nielson (2005), el enfoque físico está relacionado con el nivel de deformación o tensión que los materiales pueden resistir y que el daño pueda ser apreciado por inspección visual. Estos estudios fueron hechos en laboratorio y la inspección visual involucra la detección de fisuras, desprendimiento del recubrimiento en el hormigón, o pandeo en las barras de refuerzo. Por otro lado, y considerando los niveles de funcionalidad, se llevó a cabo una encuesta a expertos en daño de puentes reales para establecer por cuánto tiempo la estructura se debe cerrar al tránsito para tareas de reconstrucción y mantenimiento (Tavares et al., 2012).

Tradicionalmente, han sido definidos cuatro estados de daño: ligero, moderado, extensivo y completo; los cuales son presentados en el pack de evaluación HAZUS-MH (FEMA, 2000). La descripción de cada uno se puede ver en la Tabla 1. Luego, varios investigadores han asociado estas definiciones con límites cuantitativos para cada componente del puente. Sin embargo, el juicio ingenieril es muy importante en esta tarea. En la sección 2, se pueden ver las definiciones.

Tabla 1. Estados de performance. Adaptados de HAZUS (FEMA, 2000)

Sin daño: Sin daños en el Punte
Daño menor/ligero: Fisuración y desprendimientos del recubrimiento menor de los muros de estribos, fisuras en las llaves de corte y estribos, desprendimiento del recubrimiento menor y fisuras en rótulas, desprendimientos del recubrimiento menor en columnas (los daños no requieren más que reparaciones superficiales), o fisuración menor de los elementos del tablero.
Daño moderado: Cualquier columna experimenta daño moderado (fisuras de corte), fisuración y desprendimiento del recubrimiento (columnas estructuralmente estables), Movimientos moderados de estribos (<50 mm), fisuración extensiva y desprendimiento en las llaves de corte, en cualquier conexión que hayan fracturado las llaves de corte o pernos doblados, moderado asentamiento.
Daño Extensivo: Cualquier columna que degrada sin colapso – falla por corte – (columna sin seguridad estructural), movimiento residual significativo en conexiones, o importantes asentamientos, desviación vertical de los estribos, asentamientos diferenciales en conexiones, fallas en llaves de corte en estribos.
Daño completo: Cualquier columna colapsa y las conexiones pierden completamente su capacidad de apoyos, lo cual puede conducir a un inminente colapso del tablero o inclinación de la subestructura debido a las fallas en la fundación.

En general, las columnas son los componentes críticos en la evaluación de la performance sísmica de puentes. Son diseñadas para resistir una gran acumulación del daño, disipando energía en zonas de rótulas plásticas. Dependiendo de los materiales y la configuración geométrica de las columnas en estudio, pueden ocurrir ciertos modos de falla que se describen más abajo.

Se estudian varias definiciones de estados límite dadas por otros autores. Se desarrolla una serie de análisis numéricos para extrapolar los valores disponibles a otras configuraciones de ensayos. Por otro lado, en el uso de los estados límites definidos hasta ahora, se han encontrado algunas inconsistencias. Cuando se aplican varias definiciones a una misma columna, se obtienen resultados diferentes. Se estudian las causas de esta aparente contradicción.

1.1 Modos de falla

En columnas de puentes de hormigón armado pueden ocurrir varios modos de falla. Las columnas que no fueron construidas de acuerdo a los lineamientos de diseño por desempeño, podrían fallar según alguno de estos modos. El trabajo experimental de Iwasaki et al. (1985) indica que puede depender de la cantidad de refuerzo longitudinal y de confinamiento, relación de aspecto de la columna, recubrimiento de hormigón, carga axial, historia de desplazamientos, etc. Cuando falla por corte, ocurre para cargas más bajas que la que producen falla por flexión y el tipo de falla es frágil (Priestley et al., 2007).

La falla por corte y flexión se presenta en la Figura 1. Los posibles modos de falla en una columna en cantiléver fueron divididos en dos categorías de acuerdo a las cargas de tracción o compresión. En el primer esquema ocurre falla flexional, y el miembro pierde progresivamente su resistencia. En este tipo de falla es común el pandeo en las barras de refuerzo longitudinal comprimidas o la fractura de los estribos por tracción. En segundo esquema muestra una falla por corte, en el cual un miembro pierde su capacidad de resistir cargas de manera repentina. En este tipo de fallas, son comunes la fractura de las barras de refuerzo y la aparición y ensanchamiento de una fisura a 45° respecto del eje de la columna.

Todo esto nos da un indicio, para definir en el apartado 3 las columnas frágiles y dúctiles.

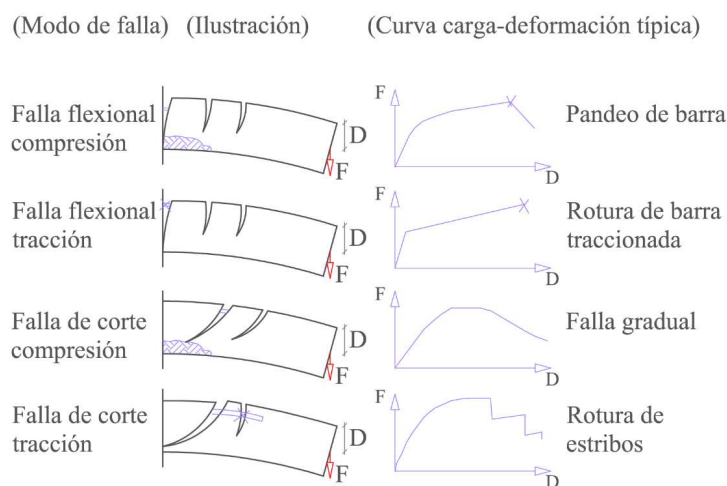


Figura 1: Modos de falla última. Park et al. (1985)

2 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE

En la bibliografía se pueden encontrar varias definiciones de estados límite dadas por otros autores. Los parámetros utilizados generalmente para medir la demanda sísmica en columnas son: a) Ductilidad de curvatura, b) Ductilidad de desplazamientos, c) Ductilidad Rotacional, d) Deriva de piso, e) Deformaciones en el hormigón y el acero, f) Desplazamiento de piso por corte. Cada uno de estos parámetros fueron relacionados con al menos un autor que los utilizó. En la Tabla 2 se los resumen.

Tabla 2: Resumen de valores límite dados por otros autores

	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Ductilidad de Curvatura (μ_ϕ) (Nielson, 2005)	1.29	2.10	3.52	5.24
Ductilidad de Desplazamientos (μ_Δ, μ_{Δ}) (Hwang et al., 2001)	1.00	1.20	1.76	4.76
Ductilidad rotacional (μ_θ) (Banerjee y Shinozuka, 2008)	3.01	5.78	7.54	11.56
Deriva de piso (ρ_t) (Tavares et al., 2012)	0.005	0.007	0.011	0.03
Deformaciones en el hormigón (ε_c) (Priestley et al., 2007)	0.004	-	(2)	-
Deformaciones en el acero (ε_s) (Priestley et al., 2007)	0.015	-	(1)	-
Desplazamiento de piso (Δ_s/L) (Elwood y Moehle, 2003)				(3)

$$\varepsilon_s = 0.6\varepsilon_{su} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{c,dc} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (2)$$

donde ε_{su} es la deformación para la tensión última de las barras, ρ_v es la relación de refuerzo transversal volumétrica, f'_{cc} es la resistencia a la compresión confinada y f_{yh} es la resistencia a la flexión de las barras de refuerzo transversal.

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{3}{100} + 4\rho_t - \frac{1}{40} \frac{v}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \quad (3)$$

donde Δ_s/L es la deriva de piso cuando se alcanza la resistencia al corte, ρ_t es la relación de refuerzo del espiral, v es la tensión de corte nominal, f'_c la resistencia a compresión del hormigón, P la carga axial sobre la columna, y A_g el área de la sección transversal llena.

En la bibliografía se pueden encontrar otras definiciones de niveles de daño. Entre ellas, índices donde interviene la fatiga, la energía de fractura, deformaciones o rigideces normalizadas, etc. Se pueden consultar en Lehman y Moehle (1998).

3 ESTADOS LÍMITE EXPERIMENTALES

Para dar más significado y precisión en las definiciones actuales de estados límite, se muestran algunos resultados de programas experimentales, obtenidos en otros centros de investigación. Para ello, son estudiadas las respuestas de columnas reales bajo cargas laterales y verticales impuestas. Se identificaron los desplazamientos en la cabeza de las columnas cuando la inspección visual revelaba fisuración, desprendimiento del recubrimiento, etc.; es decir, cambios físicos visibles.

Se desarrolla una clasificación teniendo en cuenta la ductilidad de las columnas. Se

describen separadamente columnas bien y ligeramente confinadas.

3.1 Columnas bien confinadas

Las columnas bien confinadas son aquellas que tienen un espaciamiento estrecho entre los estribos en espiral y suficiente refuerzo longitudinal, lo cual provee un adecuado confinamiento al núcleo de hormigón. Sin embargo, para lograr una adecuada ductilidad se deben tener en cuenta otros aspectos, además de los relacionados con las barras de acero. Uno de ellos es evitar los empalmes de armaduras en las zonas de articulaciones plásticas y la insuficiente longitud de anclaje de las barras. Otro, es que no debe haber imperfecciones en la matriz sólida de hormigón y la mezcla debe ser homogénea. Siguiendo estas recomendaciones, podría resultar en columnas con comportamiento dúctil y modos de falla flexional, aunque también se debe tener en cuenta el tipo de solicitación.

3.2 Columnas con bajo confinamiento

En general, estas columnas tienen armaduras de refuerzo transversal insuficientes y ampliamente espaciadas. La baja cuantía de refuerzo no provee un buen confinamiento al núcleo de hormigón, lo que ocasiona un comportamiento no-dúctil y el riesgo de falla repentino por esfuerzos de corte.

De la exhaustiva búsqueda en la bibliografía, se extrajo los resultados más relevantes de acuerdo a los modelos numéricos que se pretende desarrollar. De columnas con alto nivel de confinamiento se dispone de los resultados de Lehman y Moehle (1998) y Goodnight et al. (2014). De las de bajo confinamiento, los resultados de Armadá (2010) y Ranf et al. (2005).

Particularmente Lehman y Moehle definieron 5 columnas de diferentes alturas y niveles de armado. Estas son las columnas 407, 415, 807, 815 y 1015. Ranf también definió un gran número de columnas variando diferentes parámetros y aquí se trabaja con una de ellas, la columna S1.

4 ESTADOS LÍMITE NUMERICOS

Se estudia la correlación entre la cuantía de refuerzo transversal de columnas y la relación de aspecto, versus cuatro niveles de daño. Para esto se propone un programa numérico en el que se realiza un estudio paramétrico, fijando sólo dos parámetros y cambiando los otros. El estudio se realiza por medio de ensayos numéricos en columnas circulares de base empotrada, utilizando el programa de elementos finitos OPENSEES (McKenna y Feneves, 2016). Se coloca una carga de precompresión en la dirección del eje cada columna, y una carga variable perpendicular al eje, ambas en la cabeza de las columnas.

En primer lugar se clasifica a las columnas en frágiles y dúctiles, y en base a esto se definen las columnas tipo. Una columna tipo se define como un elemento estructural que representa un grupo de columnas. Todas las columnas de ese grupo tienen idénticas propiedades geométricas y de materiales, menos una que se toma como variable. La columna tipo I, representa diez especímenes con distintas alturas, pero con idénticos diámetros y refuerzos transversales y longitudinales, además de otros parámetros. Las columnas tipo II tienen diferentes cuantías de refuerzo transversal y todos los otros parámetros idénticos.

La selección de la geometría y materiales de las columnas tipo se hace con la intención de facilitar la comparación con los resultados provenientes del programa experimental presentado la sección anterior.

Columnas tipo I

En la primera serie de pruebas, denotada columnas tipo I, son cambiadas las alturas entre 1 y 10 m. Los parámetros fijos son: diámetro 0.61 m, cuantía longitudinal 0.015, cuantía transversal 0.007, relación de compresión ($P/Ag/f_c$) 0.07, resistencia media del hormigón de 29.0 Mpa y tensión de fluencia del acero de 472.0 Mpa. Las columnas se denominan T1-H01, T1-H02, T1-H03, T1-H04, T1-H04, T1-H05, T1-H06, T1-H07, T1-H09 y T1-H10. Además, se definen las columnas T1-CI407 y T1-CI415, que son modeladas con idéntica geometría y materiales que las columnas de Lehman y Mohele.

Columnas tipo II

La segunda serie de pruebas, denotada columna tipo II, consiste de diez columnas que varían en cuantías de refuerzo transversal. Se toma como límite inferior $\rho_v=0.0005$ y superior $\rho_v=0.0131$. Los parámetros fijos son: $H=1.5$ m, $D=0.51$ m ($L/D=3$), $\rho_l=0.011$ (11 $\phi 16$), $P/Ag/f_c = 0.10$, $f'_c=36.3$ MPa y $f_y=455$ MPa. Las columnas se denominan T2-C005, T2-C007, T2-C030, T2-C043, T2-C052, T2-C070, T2-C081, T2-C093, T2-C100 y T2-C131.

4.1 Modelo numérico de columnas

Se diseñan dos modelos computacionales 2D para evaluar la influencia del cambio de dos parámetros en cada estado límite. Se usa Open-Sees para modelar ambos comportamientos: dúctil (Figura 2) y frágil (Figura 3). Ambos modelos tienen idénticas condiciones de borde, tipo de elemento y discretización. Cada columna es modelada como un elemento empotrado en la base y libre en el extremo. Una carga axial, proveniente del peso propio del tablero y una carga horizontal imponiendo una historia de desplazamientos, se aplican en la cabeza de la columna.

El programa tiene varias herramientas para modelar las columnas. La columna dúctil se modela con un elemento de barra con plasticidad distribuida que representa el comportamiento no-lineal. Este tiene en cuenta que una vez alcanzado el momento de plastificación, la rigidez decae significativamente. Para la columna frágil se adiciona un elemento "zero-length" que representa la degradación de resistencia del hormigón cuando se supera la resistencia al corte. Físicamente se fisura el núcleo de hormigón confinado, hay pandeo de las barras de acero longitudinal, se fracturan los estribos, etc.

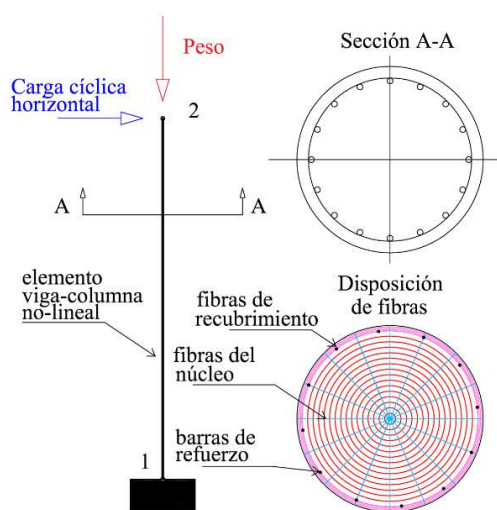


Figura 2: Modelo numérico de flexión

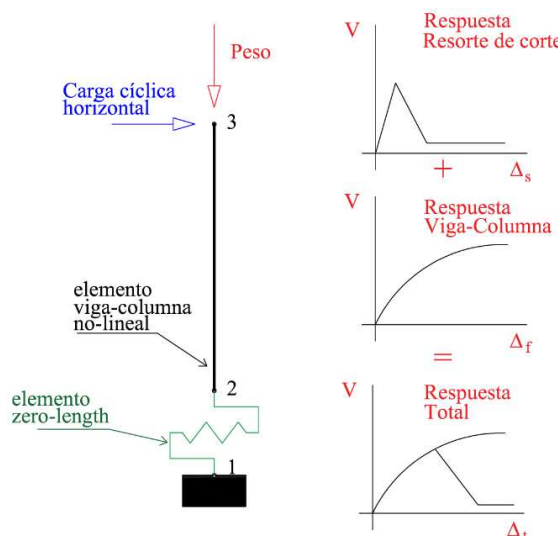


Figura 3: Modelo numérico de corte

4.2 Metodología propuesta

La metodología propuesta para definir los niveles de daño se expone a continuación.

- 1- Analizar una gran cantidad de datos experimentales. Dos o tres campañas de ensayos en columnas que validen los resultados numéricos serían suficientes. Al menos dos o tres parámetros deben coincidir.
- 2- Clasificación de las columnas. Este paso es importante para seleccionar el modelo numérico a utilizar. Analizar los posibles mecanismos de falla, dependiendo de las relaciones de refuerzo, esbeltez, historia de cargas y condiciones de apoyo.
- 3- Proyectar un estudio paramétrico. Definir tipos de columnas. Proponer los parámetros fijos y variables dependiendo de la columna en particular y los resultados experimentales.
- 4- Establecer el número de ensayos numéricos a analizar de acuerdo a un diseño de experimentos. La cantidad se escoge de manera de reducir la dispersión respecto de la media.
- 5- Realizar simulaciones numéricas para extender los resultados experimentales a otros casos de análisis. Desarrollar análisis de cargas cíclicas en un programa de elementos finitos.
- 6- Realizar pruebas de bondad de ajuste y relaciones de mínimos cuadrados, entre los niveles de ductilidad y los estados límite para obtener las distribuciones y leyes de comportamiento.

5 APLICACIÓN DE LOS ESTADOS DE DAÑO

Los resultados del programa numérico se vuelcan en la Figura 4. Se grafica la progresión de daño en columnas, en términos de los desplazamientos en la cabeza de columnas cuando se alcanzan ciertos parámetros. Algunos de esos parámetros son: la capacidad de corte, la deformación máxima en las fibras extremas del hormigón confinado y no-confinado, las deformaciones máximas en las barras de acero, etc. Estas figuras dan una idea de la potencialidad del método, ya que se pueden utilizar para extrapolar los resultados a otras columnas con diferentes dimensiones.

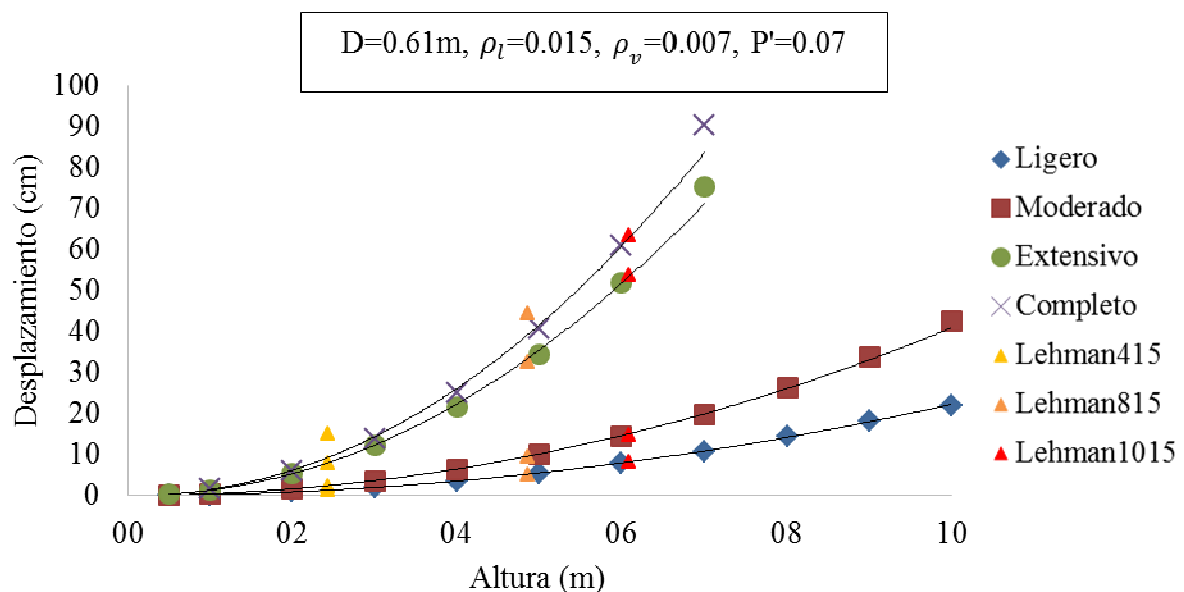


Figura 4: Relación entre Altura y estados límite para columnas dúctiles

Para las columnas tipo I los desplazamientos alcanzados se clasifican en 4 niveles. Estos niveles coinciden con los valores experimentales y numéricos obtenidos por otros autores.

Para las columnas tipo II se cambia la cuantía de refuerzo transversal. Se establecen tres niveles de daño. Los resultados se pueden ver en la Figura 5.

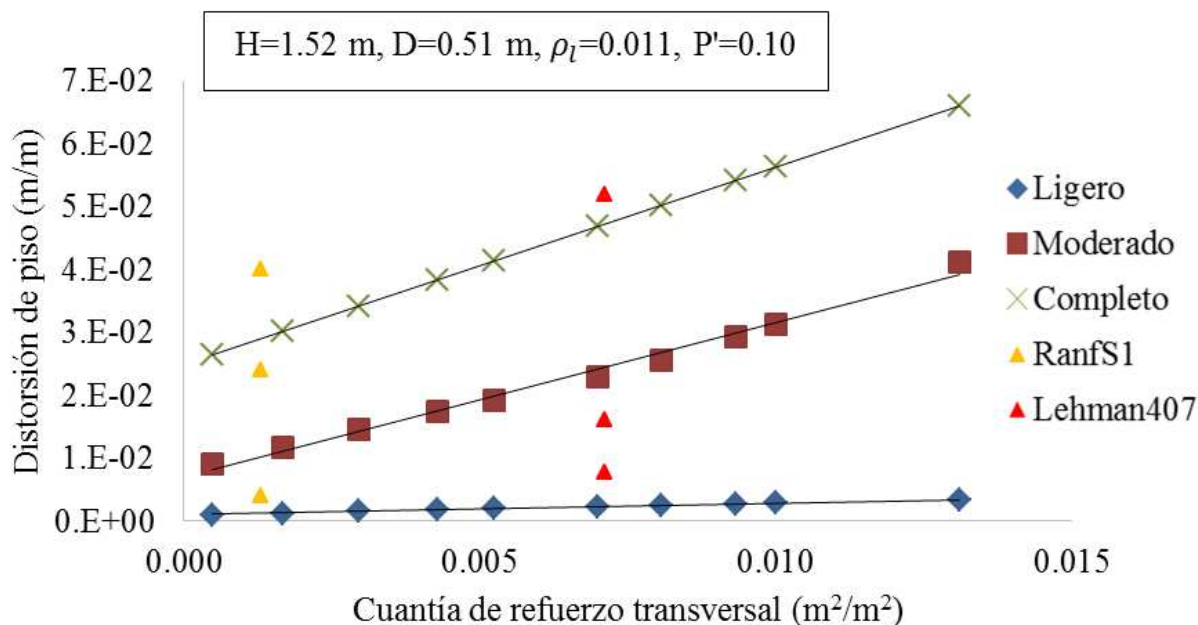


Figura 5: Relación entre el refuerzo transversal y los estados límite para columnas frágiles

Se puede ver un buen ajuste entre los resultados numéricos y los experimentales.

La relación obtenida entre los desplazamientos límite y la altura de las columnas dúctiles es exponencial. En cambio, para columnas frágiles la relación obtenida entre desplazamientos límite y cuantía de refuerzo transversal es lineal.

Las pendientes de las curvas de ajuste para los estados de daño ligero y moderado es relativamente baja. Para los estados extensivo y completo la pendiente es mucho mayor, mostrando mayor sensibilidad.

En base a los resultados obtenidos, se puede inferir que la metodología seguida es apropiada para estimar los estados límite de columnas. Particularmente para columnas de puentes de sección circular, el estudio paramétrico dio resultados adecuados, en comparación con los experimentales.

Otra aplicación que se le da a la metodología propuesta es para demostrar que diversos estados límite aplicados a la misma columna, dan resultados diferentes. Se aplican las definiciones de los valores límites dados por Nielson, Hwang, Tavares y Armadá en dos columnas de diferente configuración, una frágil y una dúctil. Se determinan las ductilidades de curvaturas para cada estado límite en las columnas T1-H02 y T2-C100. Se puede observar que se obtiene una gran diferencia en los resultados.

En la Figura 6 se muestran los resultados de la columna T1-C1415 y en la Figura 7 para la columna T2-C1002, por medio de las curvas ductilidad de curvatura vs fuerza. Cada línea vertical representa un estado límite según cada autor.

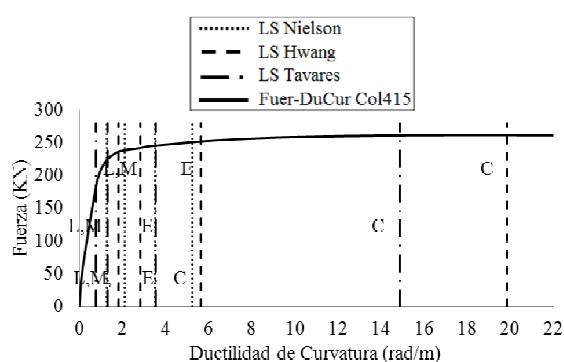


Figura 6: Columna T1-CI415. L: Ligero, M: Moderado, E: Extensivo, C: Completo.

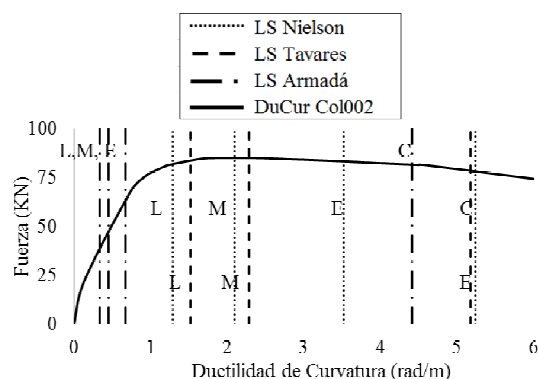


Figura 7: Columna T2-CI002. L: Ligero, M: Moderado, E: Extensivo, C: Completo.

El estado límite de colapso es alcanzado en la columna T1-H02 para ductilidades de curvatura de 5.2, 19.9 y 14.9 según Nielson, Hwang y Tavares, respectivamente. En la columna T2-CI00, los límites de colapso son alcanzados para valores de 5.24, 4.41 y 2.73 según Nielson, Tavares y Armadá, respectivamente. Esta discrepancia es debida, entre otras cosas al hecho de que los estados límite fueron definidos para columnas con configuraciones geométricas, materiales y relaciones de refuerzo diferentes.

Esto demuestra claramente que los estados límite están relacionados con las columnas con las que han sido definidos y solamente pueden usarse de manera directa en tales casos

6 CONCLUSIONES

Se presenta un método para definir estados límite en columnas. Se desarrollaron modelos numéricos de las columnas y estudios paramétricos, cambiando algunas variables geométricas y de materiales, para estudiar la influencia en los desplazamientos límite. Como resultado de esto, se han observado cambios en los desplazamientos para alcanzar los estados límite.

Los estados límite propuestos por los autores citados en este trabajo, están relacionados con la columna utilizada para definirlos. Los valores límite podrían cambiar para columnas con diferentes características geométricas y materiales. Es decir, si un estado límite es aplicado en varias columnas con diferente cuantía de refuerzo transversal o relación de aspecto, habrá dispersión en los resultados. Además, si se aplican diferentes definiciones de estados límite a una única columna, también habrá dispersión en los resultados.

La cuantía de refuerzo volumétrico transversal (ρ_v) es muy importante en el comportamiento de las columnas. Columnas con ρ_v grande, tendrán mayor capacidad de desplazamientos y los estados límite serán alcanzados para cargas más altas.

Se determina la influencia de dos parámetros constitutivos de las columnas en los niveles de daño de dos columnas tipo. Las columnas analizadas están empotradas en la base y libres en el extremo.

Uno de los parámetros analizados es la cuantía de refuerzo transversal y se evalúa para 10 columnas de altura (H)=1.52 m, diámetro (D)=0.51 m, cuantía de refuerzo longitudinal (ρ_l)=0.011 y relación de carga axial (P')=0.10. Para una cuantía de 0.0065 ($\phi 6$ separadas 4.5 cm) se obtienen desplazamientos límite de 3.4, 23.0 y 68.4 mm, para los estados de daño ligero, moderado y completo.

El otro parámetro analizado es la altura de la columna y se evalúa para 10 especímenes de D=0.61 m, ρ_l =0.015, ρ_v =0.007 y P' =0.07. Para una columna de 5 m de altura se obtienen desplazamientos límite de 55, 101, 355 y 450 mm para los estados de daño ligero, moderado,

extensivo y completo, respectivamente. Cuanto mayor sea la cuantía, tanto más grande será el límite de desplazamiento. Lo mismo ocurre para la altura.

La relación obtenida entre los desplazamientos límite y la altura de las columnas dúctiles es exponencial. En cambio, para columnas frágiles la relación obtenida entre desplazamientos límite y cuantía de refuerzo transversal es lineal.

Las pendientes de las curvas de ajuste para los estados de daño ligero y moderado es relativamente baja. Para los estados extensivo y completo la pendiente es mucho mayor, mostrando mayor sensibilidad.

En base a los resultados obtenidos, se puede inferir que la metodología seguida es apropiada para estimar los estados límite de columnas. Particularmente para columnas de puentes de sección circular, el estudio paramétrico dio resultados adecuados, en comparación con los experimentales.

REFERENCIAS

- Armada, J. R., 2010. Estudio de pilares de hormigón armado bajo cargas cíclicas unidireccionales. Tesis de Grado, Universitat Politecnica de Catalunya, Barcelona, España.: s.n.
- Banerjee, S. & Shinozuka, M., 2008. Experimental verification of bridge seismic damage states quantified by calibrating analytical models with empirical field data. *Earthquake Engineering And Engineering Vibration*, pp. 7:383-393.
- Elwood, K. & Moehle, J., 2003. Shake Table Tests and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames. Berkeley, California: Reporte PEER 2003/01.
- FEMA, 2000. Earthquake Loss Estimation Methodology. Federal Emergency Management Agency, Technical Manual. s.l.:s.n.
- Goodnight, J. C., Kowalsky, M. J. & Nau, J. M., 2014. A New Look At Strain Limits And Plastic Hinge Lengths For Reinforced Concrete Bridge Columns. Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering.
- Hwang, H., Liu, J. & Chiu, Y., 2001. Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges. The University of Memphis, Tennessee: Reporte No. MAEC RR-4.
- Iwasaki, T. y otros, 1985. Experimental investigation on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Columns. San Francisco, California, s.n.
- Lehman, D. E. & Moehle, J. P., 1998. Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns. Universidad de Berkeley, Berkeley, California: Reporte PEER 1998/01.
- McKenna, F. & Feneves, G., 2016. Open System for Earthquake Engineering Simulation Pacific Earthquake Engineering Research Center, Version 2.5.0. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California: Programa de Cálculo.
- Nielson, B., 2005. Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones. Instituto de Tecnología de Georgia, Georgia, USA: Tesis de Doctorado.
- Park, Y., Ang, A. & ASCE, F., 1985. Mechanistic Seismic Damage Model For Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, pp. Vol. III, No. 4.
- Priestley, M., Calvi, G. & Kowalsky, M., 2007. Displacement-Based Seismic Design of Structures. Pavia, Italia: IUSS Press.
- Ranf, R. T. y otros, 2005. Damage Accumulation in Lightly Confined Reinforced Concrete Bridge Columns. University of Washington: Reporte PEER 2005/08.
- Tavares, D. H., Padgett, J. E. & Paultre, P., 2012. Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern. *Engineering Structures* 40 (2012) 107–118.