

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES URBANOS DE CONCRETO REFORZADO

Darío Rivera Vargas⁽¹⁾ y Roberto Meli Piralla⁽²⁾

RESUMEN

Se propone un procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes de concreto reforzado, basado en desplazamiento, en el que se establece el cumplimiento de dos niveles de desempeño: servicio y supervivencia. La capacidad de desplazamiento de las columnas de sección rectangular y circular se calcula con expresiones empíricas en función de las dimensiones de la sección, de su cuantía de refuerzo longitudinal, de la carga axial, del refuerzo de confinamiento y de la esbeltez. Se determina primero el refuerzo longitudinal requerido para que no se exceda su deformación de fluencia bajo el sismo de servicio; después se define el refuerzo de confinamiento necesario para que, ante el sismo de supervivencia, no se exceda el desplazamiento lateral de colapso. Se presenta la rutina de cálculo propuesta y se compara el desempeño de columnas así diseñadas con el resultado de análisis paso a paso para acelerogramas representativos de sismos críticos para la zona de lago de la ciudad de México.

ABSTRACT

A displacement-based approach for seismic design of reinforced concrete bridge columns is proposed, in which the fulfillment of two levels of performance is sought: serviceability and survival. Displacement capacity of rectangular and circular columns is computed through empirical equations derived in terms of column section, amount of longitudinal reinforcement, level of axial load, ratio of confinement and slenderness of the column. First, the required longitudinal reinforcement is defined, in order not to exceed yielding under the service earthquake; then, the amount of confinement needed to not reach the lateral displacement corresponding to collapse is defined. The performance of columns designed with this procedure is compared with the results of step by step analyses for ground motions representative of the two levels of design for the zone of soft soil in Mexico City.

INTRODUCCIÓN

En muchos casos la falla por sismos de puentes de concreto se ha atribuido a insuficiencia en la capacidad de desplazamientos de sus columnas para absorber las grandes demandas de deformación

Artículo derivado de la tesis ganadora del Quinto Concurso Nacional de Tesis de Doctorado organizado por la SMIS. Artículo recibido el 23 de enero de 2008 y aprobado para su publicación el 11 de julio de 2008. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación

⁽¹⁾ Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM, Unidad de Investigación Multidisciplinaria, Av. Alcanfores y San Juan Totoltepec, Santa Cruz Acatlán, Naucalpan, 53150, Estado de México, México. dario.arna@hotmail.com

⁽²⁾ Instituto de Ingeniería, UNAM, Coordinación de Estructuras y Materiales. Circuito Escolar, Ciudad Universitaria, Coyoacán, 04510, México D. F. rmep@pumas.iingen.unam.mx

inelástica inducida por la vibración de la estructura. La limitada capacidad de desplazamiento lateral de las columnas se debió primordialmente a deficiencias del refuerzo transversal en proporcionar adecuado confinamiento al núcleo del concreto (Razvi y Saatcioglu, 1999).

Reglamentos de varios países han ido haciendo más estrictos sus requisitos de refuerzo de confinamiento del refuerzo necesario para las columnas, AASHTO (1995), ATC-32 (1996), Caltrans (1993) y el Eurocódigo (CEC, 1994); sin embargo, estas disposiciones resultan muy simplistas y en la mayoría de las veces excesivamente conservadoras, al pretender proporcionarles siempre el máximo confinamiento a las columnas, independientemente de factores como el nivel de carga axial actuante y la demanda de desplazamiento exigida por el sismo de diseño.

Desde hace varios años se han venido planteando criterios de diseño de puentes basados en desempeño, y en particular en el control de desplazamiento de la estructura. Los más relevantes se mencionan en la siguiente sección de este artículo, como antecedentes de una propuesta de procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes basado en desplazamientos, bajo la revisión de dos niveles de desempeño: servicio y supervivencia. Además, se establece una relación entre el nivel de desempeño deseado de la estructura y el tamaño y refuerzo de la sección, adecuados para satisfacer dicho nivel de desempeño. El énfasis se pone en la determinación del refuerzo de confinamiento necesario para la sección de la columna.

DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO

En los últimos años se ha estado implementando el diseño basado en desplazamiento dentro del diseño sísmico de puentes. La razón de adoptar este procedimiento obedece a que los estados límites de daño pueden relacionarse adecuadamente con los límites de deformación, que a su vez son convertidos en desplazamientos equivalentes, con los cuales el daño estructural puede ser controlado eficientemente mejor que con límites de resistencia (Calvi y Kingsley, 1995). Como se menciona en Sullivan *et al.* (2003), dentro de los métodos de diseño basado en desplazamiento existen diferentes enfoques: diseño basado en desplazamiento directo (Priestley *et al.*, 1996), espectro del punto de fluencia (Aschheim y Black, 2000), espectro de capacidad (Freeman, 1998), entre otros.

El procedimiento basado en desplazamiento directo, se deriva en gran medida del método de la estructura substituta desarrollado por Gulkan y Sozen (1974), para modelar un sistema inelástico con propiedades elásticas equivalentes. Con este enfoque se busca proveer al miembro de las características apropiadas, en cuanto a tamaño de la sección y cantidad de refuerzo y detallado, para desarrollar un desplazamiento predeterminado para el sismo de diseño (Kowalsky, 2001). Dentro de este procedimiento, generalmente se diseña para un comportamiento asociado a la respuesta última, por lo que se selecciona un desplazamiento objetivo.

El método del espectro de capacidad fue desarrollado para evaluar el desempeño de una estructura en la que son conocidos el tamaño y la resistencia de sus miembros, para ello se revisa la demanda de desplazamiento inelástico que experimentará ante un sismo determinado. Este espectro se caracteriza por utilizar dos curvas: curva de demanda (aceleración contra desplazamiento) y curva de capacidad de la estructura, obtenida de un análisis de push-over. El punto donde se interceptan las curvas de demanda con la de capacidad, se interpreta como la demanda de desplazamiento esperada en la estructura durante la excitación sísmica (FIB-2003).

Con el método basado en el espectro del punto de fluencia se busca definir la resistencia y rigidez que se debe proveer a la estructura a fin de limitar su ductilidad y desplazamiento a valores

convencionales durante una excitación sísmica. Lo anterior se logra con base en la construcción de un espectro en el que se implementan curvas de demanda, asociadas a diferentes ductilidades, en las cuales se selecciona la rigidez y resistencia elástica del sistema estructural, cuyo desplazamiento de fluencia, multiplicado por la respectiva ductilidad de la curva de demanda seleccionada, sea igual al desplazamiento máximo al que se quiere limitar la estructura.

De estos métodos, el basado en desplazamiento directo es el que se ha estado utilizando con más frecuencia para el diseño sísmico de columnas de puentes, tal como lo plantean Priestley y Calvi (2003), ofreciendo un enfoque más práctico que permite emplear distintos criterios para evaluar la capacidad de la estructura y las demandas sísmicas en la misma, en comparación con los otros métodos que requieren de análisis más elaborados. Sin embargo, un problema fundamental de este procedimiento es que no hay un criterio sólido para elegir el desplazamiento objetivo, que depende del estado límite asociado a un nivel de daño, aparte de que solamente se revisa un solo nivel de desempeño.

Por lo anterior, en este trabajo se procedió a desarrollar un procedimiento de diseño basado en desplazamiento directo, pero con la implementación de herramientas prácticas para evaluar la capacidad y la demanda de desplazamiento en columnas de puentes, con el propósito de revisar de manera racional el cumplimiento de dos niveles de desempeño o estados límites de diseño, como se comenta en lo que sigue.

PROPUESTA DE CRITERIO DE DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES

En este estudio se planteó un procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes para revisar dos estados límites de diseño. Hay que aclarar que en este procedimiento no se ha llegado a proponer los espectros de diseño para puentes, asociados a los estados límites de servicio y supervivencia, este tema amerita una investigación complementaria a ésta.

Dentro del diseño sísmico basado en desempeño se llegan a definir hasta cuatro niveles de desempeño: operación completa, ocupación inmediata, seguridad de vida y colapso incipiente, con los correspondientes niveles de sismo, frecuente, ocasional, raro y muy raro, respectivamente. Sin embargo, llevar estos conceptos de diseño a procedimientos aplicables en la práctica de la ingeniería estructural, representa una tarea que todavía no se ha completado a cabalidad. El problema que se enfrenta es la dificultad en encontrar un procedimiento práctico a partir del cual se logre un diseño que cumpla con los cuatro niveles de desempeño al mismo tiempo. En este sentido varios trabajos convergen en que es suficiente el empleo de los niveles de servicio y de supervivencia para garantizar un buen comportamiento de las estructuras, buscando con ello un balance entre la precisión en el cumplimiento de las metas del diseño y la viabilidad práctica de los procedimientos (Avelar y Ayala, 2002). Este es el enfoque que se adoptó en esta propuesta, por lo que se comenzará por plantear la manera en que se definen los dos niveles de desempeño considerados, para el caso particular de puentes urbanos.

El estado límite de servicio de un puente urbano corresponde al caso en que se pueda garantizar la operación inmediata del mismo después de un sismo, sin que para ello se requieran reparaciones. Para las columnas, esto se hizo corresponder a que no se presente agrietamiento residual perceptible. El control del ancho de grieta residual se considera más importante que el agrietamiento máximo producido bajo la acción sísmica, ya que del primero dependen tanto los efectos psicológicos del agrietamiento, como los posibles problemas de deterioro y corrosión. Se suele considerar que pasan desapercibidos anchos de grietas inferiores a 0.25 mm (Park y Paulay, 1991). En cuanto a la protección del refuerzo contra la corrosión, para condiciones ambientales agresivas como las que se presentan en las vialidades urbanas se ha recomendado un ancho máximo de grieta de 0.2 mm.

Por otra parte, los ensayos de columnas ante cargas alternadas repetidas indican que anchos de grietas de entre 0.25 mm y 0.50 mm, se asocian con ductilidades de desplazamiento de 1.5 y 2.0, respectivamente (Lehman y Moehle, 2000). Por ello, se consideró que una forma indirecta, pero conservadora, de garantizar un ancho de grieta residual admisible es procurando que en la respuesta de la columna no se sobrepase la deformación de fluencia del refuerzo longitudinal: esta condición es mucho más sencilla de controlar en el diseño que el ancho de grieta correspondiente.

En el estado límite de supervivencia se acepta que en las columnas de puentes se presente daño severo, pero sin colapso para cuidar la integridad de los usuarios. Esto implica proveer a las columnas de la capacidad de deformación suficiente para resistir las demandas de deformación ante un sismo extraordinario. Esto da lugar a definir el estado límite de supervivencia de la columna con base en una capacidad de desplazamiento lateral, la cual no debe ser superada por la demandada por el sismo de diseño, para así cumplir con el objetivo de diseño anteriormente descrito.

Para establecer la capacidad de distorsión última de las columnas se tomó en consideración que los requisitos de diseño, tanto en lo relativo a los factores de seguridad como al detallado del refuerzo, implicarían evitar que el comportamiento inelástico, y por ende la falla, estuviesen gobernados por efecto que conducen a fallas frágiles, como son los debidos a efectos de la fuerza cortante y los debidos a pérdida de adherencia y anclaje. Por tanto, la capacidad de deformación está limitada por la falla por flexocompresión en la sección crítica, la cual es gobernada por tres posibles modos de fallas: pandeo del refuerzo longitudinal, fractura del refuerzo longitudinal y ruptura del estribo; en esta investigación se decidió adoptar como criterio de falla de la columna, la fractura del estribo, ya que las ecuaciones que se han desarrollado para calcular la capacidad de desplazamiento último para dicho modo de falla, han mostrado una buena correlación con los resultados experimentales, en comparación con los otros criterios de falla (Rivera, 2005a).

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO LATERAL

Se desarrollaron expresiones para predecir de manera aproximada la capacidad de desplazamiento lateral de columnas de puentes de concreto reforzado, cuando ocurre la fluencia del refuerzo longitudinal; al mismo tiempo se evaluó la rigidez secante cuando se da dicha deformación; además se obtuvieron expresiones para calcular la deformación última, tomando como criterio de falla la ruptura del estribo.

Para la deducción de estas ecuaciones se tomó como marco de referencia el desarrollo de simulaciones numéricas sobre el comportamiento de una columna de puente en voladizo, sometida a carga axial constante y a carga lateral cíclica; el desempeño estimado con dichas simulaciones fue validado con resultados experimentales, encontrando un margen de error aceptable (coeficiente de variación de 0.17), tal como se comenta ampliamente en el trabajo de Rivera (2005a).

Distorsión de fluencia para columnas en cantilever, γ_y

$$\gamma_y = \frac{1}{3} \phi_y H \quad (1)$$

$$\gamma_y = \frac{\Delta_y}{H} \quad (2)$$

Sección rectangular:

$$\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.50\rho_l - 125\rho_l^2) \quad (3)$$

Sección circular:

$$\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{D} (0.30 + 11.20\rho_l - 146\rho_l^2) \quad (4)$$

donde, ρ_l es la cuantía de refuerzo longitudinal, Δ_y representa el desplazamiento lateral a la fluencia, H la altura de la columna, h_c y D es el peralte y el diámetro de la sección, respectivamente, ϕ_y la curvatura de fluencia de la sección, y ε_y es la deformación de fluencia nominal del acero longitudinal.

Al despejar ρ_l de 3 y 4 y arreglando términos es posible establecer una relación entre ρ_l y γ_y para columnas en cantilever

Sección rectangular:

$$\rho_l = 0.042 - \left[0.0042 - 0.0064 \frac{h_c \gamma_y}{\varepsilon_y H} \right]^{1/2} \quad (5)$$

Sección circular:

$$\rho_l = 0.038 - \left[0.0034 - 0.0054 \frac{D \gamma_y}{\varepsilon_y H} \right]^{1/2} \quad (6)$$

Sólo son aceptables cuantías de refuerzo longitudinal que se encuentran en el intervalo entre la mínima (0.0048 según las NTC-Concreto (2004)) y la máxima (0.04).

Para la deducción de las ecuaciones de distorsión de fluencia (γ_y), las cuales se basan en las expresiones 3 y 4, se analizó la variación de la distorsión de fluencia respecto a la cuantía de refuerzo longitudinal y del nivel de carga axial, tal como se muestra en la figura 1, que como se puede ver muestra una relación directa entre la distorsión de fluencia con el refuerzo longitudinal, al observar poca influencia de la carga axial. Así, la tendencia de estos resultados se puede describir con una ecuación de segundo grado, que es el tipo de ecuación que guardan las ecuaciones 3 y 4, curvatura de fluencia de la sección (ϕ_y), que forman parte de la ecuación 1.

Relación momento de inercia agrietado y momento de inercia de la sección bruta, I_{cr}/I_g

Sección rectangular:

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.19 + 11.60\rho_l + 0.012 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.17\rho_l \frac{P}{A_g f'_c} \quad (7)$$

Sección circular:

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.22 + 13.44\rho_l + 0.011 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.16\rho_l \frac{P}{A_g f'_c} \quad (8)$$

donde, $P/A_g f'_c$ es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta (el cociente se multiplica por cien).

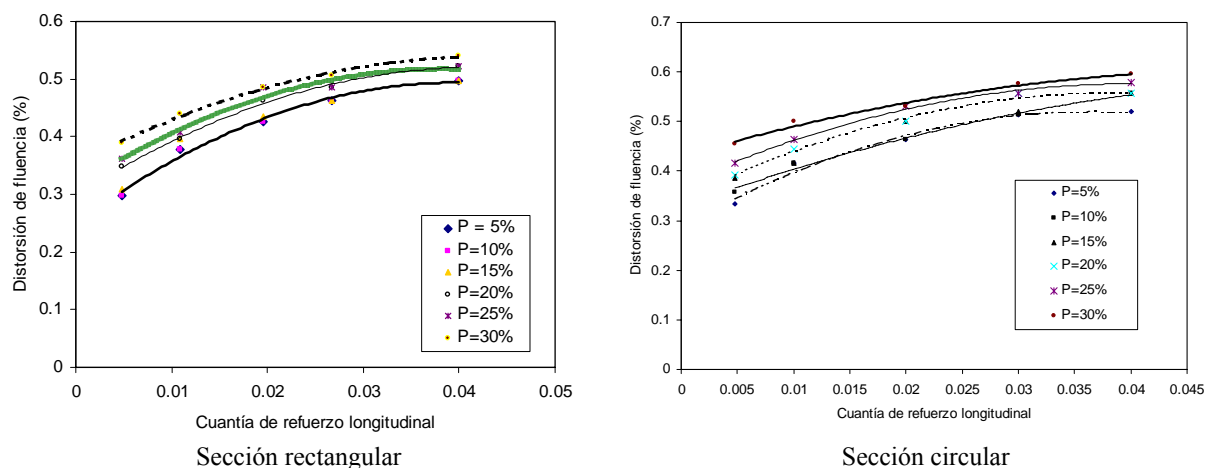


Figura 1. Capacidad de distorsión de fluencia en columnas en cantilever, relación de aspecto de cuatro

Para la derivación de las ecuaciones anteriores se analizó la variación del cociente I_{cr}/I_g en función de la cuantía de refuerzo longitudinal y la carga axial, obteniendo las tendencias de comportamiento mostradas en la figura 2. Cabe comentar que los puntos de dichas gráficas se obtuvieron de las simulaciones numéricas anteriormente descritas, en la cual se analizó la degradación de rigidez de la columna cuando inicia la fluencia del refuerzo longitudinal. En la figura 2 se observa que los puntos obtenidos se pueden ajustar mediante rectas para cada uno de los niveles de cuantía de refuerzo longitudinal, por lo que al aplicar una regresión lineal de múltiples variables es posible obtener ecuaciones aproximadas que se ajusten a dichos puntos, como se muestra en las ecuaciones 7 y 8.

Distorsión última para columnas en cantilever, γ

$$\gamma(\%) = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14f'_c} \left(\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \left(\frac{P}{A_g f'_c} \right) \quad (9)$$

$$\gamma = \frac{\Delta_u}{H} \quad (10)$$

Sección rectangular:

$$\lambda_e = k_e \rho_{st} \quad (11)$$

Sección circular:

$$\lambda_e = \rho_{st} \quad (12)$$

donde, $\lambda(\%)$ es la capacidad de distorsión última, Δ_u representa la capacidad de desplazamiento lateral último, P/Agf'_c es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta (el cociente se multiplica por cien), λ_e es el confinamiento efectivo, k_e es el coeficiente de eficiencia efectiva, ρ_{st} es la cuantía transversal volumétrica, f_{yt} es el esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal, y f'_c es la resistencia a compresión del concreto.

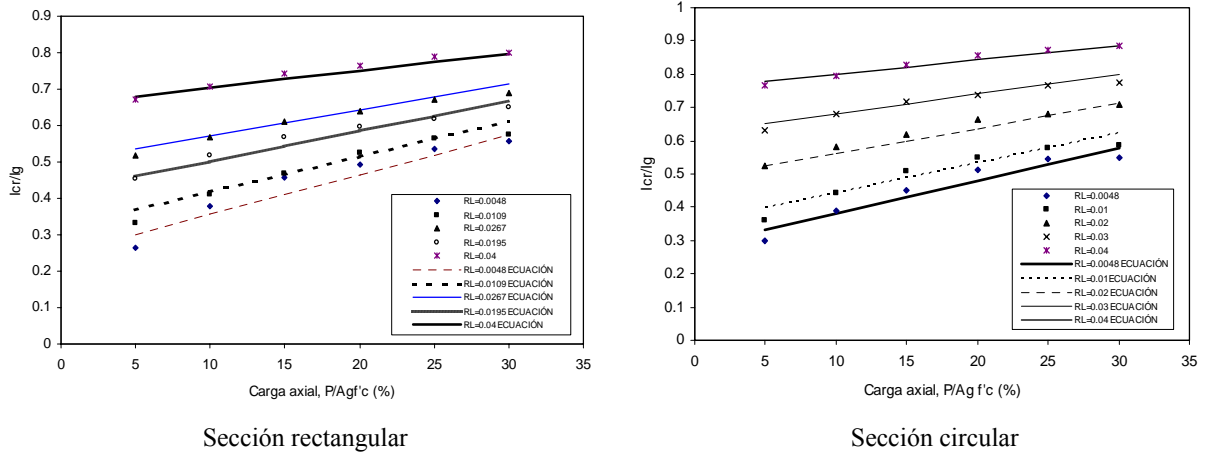


Figura 2 Ajuste de la ecuación con los puntos obtenidos de la simulación numérica

Las constantes de dicha ecuación, β_0 , β_1 , β_2 y β_3 , se evalúan en función de la carga axial a la que está sometida la columna y de su relación de aspecto (H/L ó H/D), mediante las expresiones que se muestran en las tablas 1 y 2.

Tabla 1 Valores de beta (ecuación 9) para sección rectangular

Coeficientes	$P/Agf'_c < 15\%$	$15\% \leq P/Agf'_c \leq 20\%$	$20\% < P/Agf'_c \leq 30\%$
β_0	$4.64 - 0.38 \frac{H}{L}$	$0.22 \frac{H}{L} - 0.75$	$\frac{H}{L} - 3.30$
β_1	$453.90 + 46.50 \frac{H}{L}$	$1280.70 - 18.50 \frac{H}{L}$	$1515.90 - 93.80 \frac{H}{L}$
β_2	$14.58 - 5.71 \frac{H}{L}$	$0.75 \frac{H}{L} - 49.40$	$4.70 \frac{H}{L} - 48.60$
β_3	$0.0422 \frac{H}{L} - 0.37$	$0.0165 - 0.00078 \frac{H}{L}$	$0.12 - 0.03 \frac{H}{L}$

Nota: L es la altura de la sección

Tabla 2 Valores de beta (ecuación 9) para sección circular

Coefficientes	$P/Agf'_c < 15\%$	$15\% \leq P/Agf'_c \leq 20\%$	$20\% < P/Agf'_c \leq 30\%$
β_0	$3.30 - 0.27 \frac{H}{D}$	$0.70 \frac{H}{D} - 3.68$	$0.67 \frac{H}{D} - 4.19$
β_1	$453.90 + 46.50 \frac{H}{D}$	$316.69 + 189.98 \frac{H}{D}$	$483.26 + 121.49 \frac{H}{D}$
β_2	$14.58 - 5.71 \frac{H}{D}$	$-\left(0.38 + 7.15 \frac{H}{D}\right)$	$-\left(8.48 + 3.79 \frac{H}{D}\right)$
β_3	$0.0422 \frac{H}{D} - 0.37$	$0.097 - 0.02 \frac{H}{D}$	$0.12 - 0.018 \frac{H}{D}$

Nota: D es el diámetro de la sección

Para llegar a la deducción de la ecuación 9 y de sus términos, se hizo un estudio paramétrico con base en las simulaciones numéricas realizadas, de tal forma que se relacionó la capacidad de distorsión última con el confinamiento efectivo para diferentes niveles de carga axial, tal como se muestra en la figura 3, que corresponde a un par de relaciones de aspecto ($H/L = 4$ y 6). En dicha figura se aprecia una tendencia lineal de la distorsión con relación al confinamiento efectivo, por lo que se hizo un ajuste numérico con un modelo de regresión lineal múltiple dando como resultado la ecuación base 9, a partir de la cual se modifican los coeficientes que la componen, en función del nivel de carga axial aplicado en la columna y de la relación de aspecto de la misma (tablas 1 y 2).

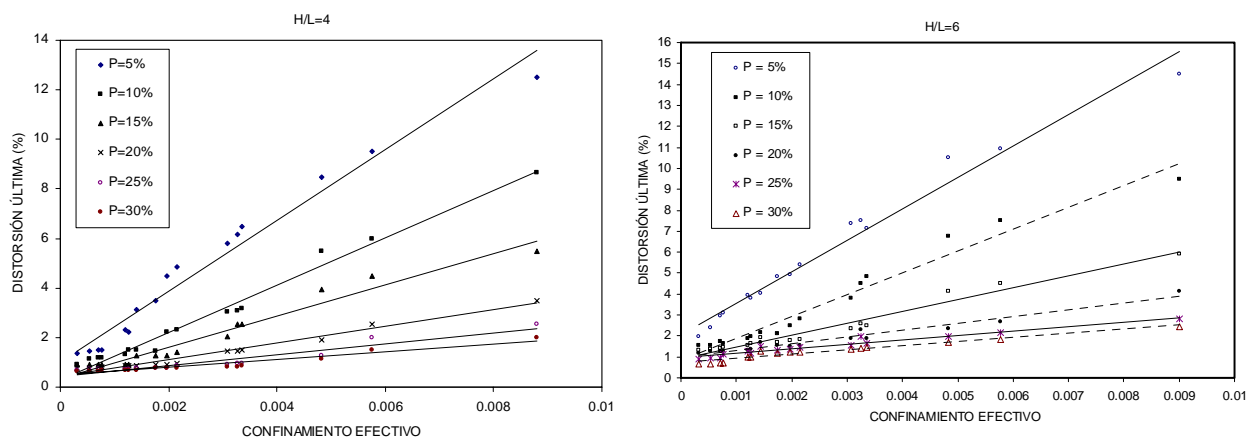


Figura 3 Capacidad de distorsión última para diferentes niveles de confinamiento efectivo, sección rectangular

DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO LATERAL

Para evaluar la demanda de desplazamiento lateral de manera precisa, se recurre a análisis detallados de la estructura completa, como el no lineal paso a paso. Sin embargo, en la mayoría de los casos, en lugar de estos análisis, se opta por obtener la respuesta máxima de un oscilador de un grado de

libertad (GDL), usando un espectro de respuesta elástico lineal, y con apoyo de algún método aproximado se estiman las máximas demandas de desplazamiento inelástico.

Los métodos aproximados propuestos por distintos autores resultan muy sensibles a las características de los movimientos sísmicos considerados, en particular al contenido de frecuencia de los acelerogramas correspondientes. Por ser el interés de este trabajo desarrollar un procedimiento específicamente orientado al diseño de puentes ubicados sobre el terreno muy blando, característico de buena parte de la ciudad de México, se estudiaron los procedimientos que se han basado en estas condiciones o que resultaran adecuados para ellas.

En general, los métodos aproximados pueden ser clasificados en tres grupos: métodos basados en linealización equivalente, métodos basados en factores de modificación de desplazamiento (C_μ) y métodos basados en factores de reducción de resistencia (R_μ) (Rivera, 2005 b). En los métodos basados en linealización equivalente, la máxima demanda de desplazamiento se estima con base en las propiedades dinámicas de un sistema elástico equivalente, que tiene menor rigidez lateral, mayor periodo de vibración y un coeficiente de amortiguamiento más grande, en relación con las del sistema elástico original. Los métodos revisados a este respecto fueron los de Rosenblueth y Herrera (1964), Gülkan y Sozen (1974), Iwan (1980), Newmark y Rosenblueth (1971), Pérez y Ordaz (1991) y Kowalsky (1994).

En los métodos basados en C_μ y en R_μ el desplazamiento inelástico máximo se estima como el producto del máximo desplazamiento de un sistema elástico lineal de 1 GDL y un factor de modificación, que es igual a C_μ en el caso de los primeros, mientras que en los segundos es igual a μ/R_μ , donde μ es el factor de ductilidad de desplazamiento; tanto C_μ como R_μ son función del periodo de vibración natural del sistema elástico lineal, del periodo de vibración del terreno, del factor μ y, en algunos casos, del desplazamiento máximo del terreno. Dentro de los métodos basados en C_μ se revisaron los criterios de Santa Ana (1996) y Ruiz y Miranda (2004), mientras que para los métodos basados en R_μ se revisaron los correspondientes a Miranda (1993), Miranda *et al.* (1996), Santa Ana (1996), Ordaz y Pérez (1998) y Arroyo y Terán (2002).

Para la evaluación de los métodos mencionados anteriormente, se compararon sus resultados con los considerados exactos, los cuales se obtuvieron de análisis no lineales paso a paso, con plasticidad concentrada, considerando un comportamiento elastoplástico del material, además de que para calibrar estos métodos se emplearon varios sismos registrados en la zona blanda de la ciudad de México, tal como se comenta ampliamente en los trabajos de Rivera (2005a y 2005b).

Se encontró que una buena alternativa para evaluar las demandas de desplazamiento para puentes ubicados en el suelo blando de la ciudad de México, es el método de Rosenblueth y Herrera (1964); sin embargo, con objeto de mejorar el cálculo de las demandas de desplazamiento para periodos de vibración de la estructura superiores a 1.5 s, se propuso hacer una corrección a las demanda obtenidas con dicho método en función del periodo de la estructura (Rivera, 2005a).

Las expresiones para evaluar el periodo (T_{eq}) y amortiguamiento (ξ_{eq}) equivalentes, con el método de Rosenblueth y Herrera están dadas por:

$$T_{eq} = T \sqrt{\frac{\mu}{1 - \alpha + \alpha\mu}} \quad (13)$$

$$\xi_{eq} = \xi_o + \frac{2}{\pi} \left[\frac{(1-\alpha)(\mu-1)}{\mu-\alpha\mu+\alpha\mu^2} \right] \quad (14)$$

si $\alpha=0$, entonces

$$T_{eq} = T\sqrt{\mu} \quad (15)$$

$$\xi_{eq} = 0.05 + \frac{2}{\pi} \left[\frac{\mu-1}{\mu} \right] \quad (16)$$

donde, T es el periodo de vibración natural del oscilador elástico y α representa la relación de la rigidez de post fluencia con respecto a la rigidez inicial.

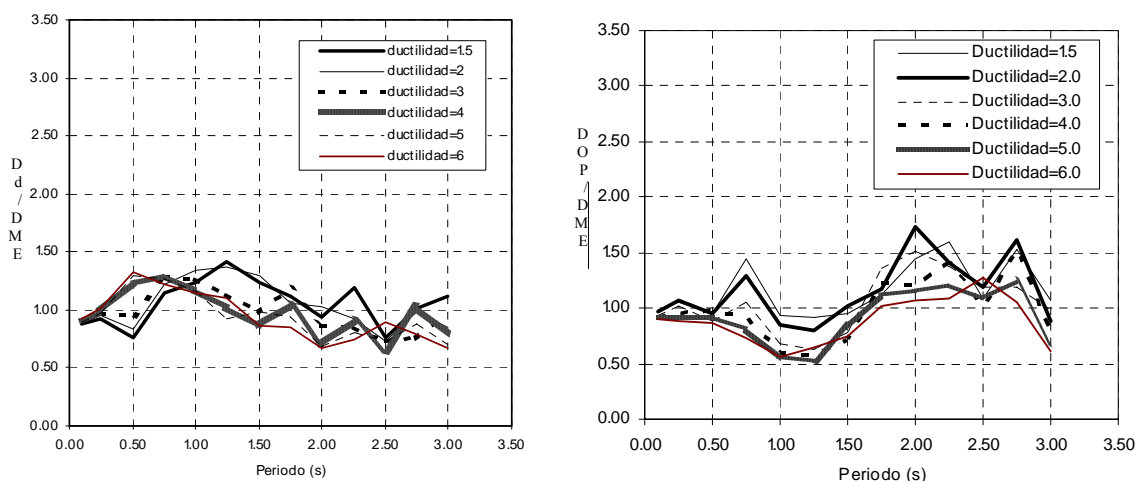
La corrección de la demanda de desplazamiento obtenida se propone como

$$\Delta_d = \frac{\Delta_i(T_{eq}, \xi_{eq})}{\psi} \quad (17)$$

$$\psi = 1.19 - 0.23T \quad (18)$$

donde, Δ_d representa la demanda de desplazamiento corregida, Δ_i la demanda de desplazamiento obtenida con el método de Rosenblueth y Herrera, y ψ es el factor correctivo.

En la figura 4a se compara la demanda de desplazamiento calculada mediante el planteamiento anterior, con la obtenida del análisis no lineal paso a paso, para el sismo SCT de 1985. Como se podrá observar se tiene un grado de estimación aceptable.



a) Modificación del método de Rosenblueth y Herrera

b) Ordaz y Pérez (1998)

Figura 4. Comparación de desplazamientos inelásticos aproximados con exactos. Sismo SCT 19-sep-85

Otra opción que se tiene para evaluar de manera más simple la demanda de desplazamiento, en comparación con el criterio anterior, es con el método de Ordaz y Pérez (1998) el cual se aplica con el uso de las ecuaciones 19, 20 y 21; de acuerdo con Rivera (2005b), dicho criterio ofrece menor margen de error en comparación con otros criterios. Sin embargo, hay que tomar en cuenta que para puentes cuyos periodos de vibración estén entre 1.0 s y 1.5 s se puede llegar a subestimar la respuesta hasta en un 50 % (figura 4b).

$$\Delta_i = D(T) \frac{\mu}{R_\mu} \quad (19)$$

$$R_\mu(T) = 1 + \left(\frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^{\beta(\mu)} (\mu - 1) \quad (20)$$

$$\beta(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{0.173} \quad (21)$$

donde, Δ_i es la demanda de desplazamiento inelástico, $D(T)$ es la demanda de desplazamiento elástico para una estructura con periodo T y D_{\max} es el desplazamiento máximo del terreno.

DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

En este trabajo se presenta la aplicación del procedimiento de diseño a columnas de puentes cuya estructuración se caracteriza por tener una superestructura discontinua, por la presencia de apoyos móviles o fijos, además de que cada uno de estos tableros está apoyado sobre una sola columna en cantilever (figura 5), lo que permite analizarla como un oscilador de un grado de libertad. Sin embargo, dicho procedimiento se puede llegar a extender a otros tipos de estructuraciones (Rivera, 2005a).

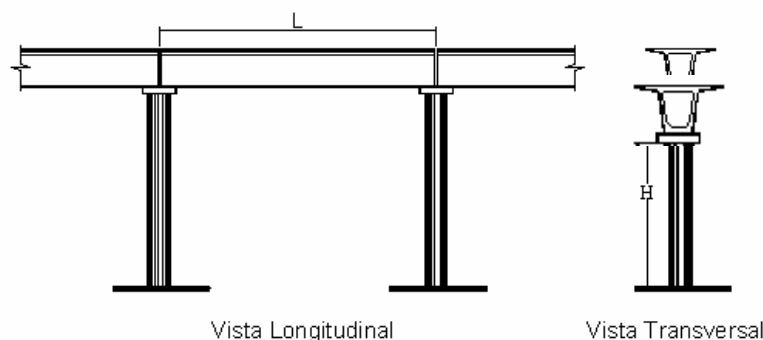


Figura 5 Puente estructurado a base de una columna

Estado límite de servicio

El procedimiento comienza con la revisión del estado límite de servicio, la que se divide en dos etapas. El diseño preliminar de la sección y del refuerzo longitudinal, y el diseño final, orientado a limitar

la respuesta de la columna a la deformación de fluencia, ante el sismo de diseño asociado a este estado límite.

En el diseño preliminar se parte de una sección propuesta, a partir de la cual se calcula su rigidez agrietada (K_{cr}), tomando como una aproximación inicial un 50 por ciento del momento de inercia de la sección bruta, valor que después se refinará en el diseño final. Posteriormente, se evalúa el periodo de vibración (T_{cr}), concibiendo a la columna como un oscilador de un grado de libertad, tomando en cuenta la rigidez agrietada de la columna y la masa que actúa en la misma.

Con el valor del periodo natural de vibración de la columna se entra a un espectro de respuesta elástico, asociado a este nivel de desempeño, para obtener la demanda de desplazamiento. Con dicho desplazamiento se evalúa la distorsión (γ), para revisar si se encuentra entre los valores de distorsión mínima (γ_{min}) y distorsión máxima (γ_{max}), cuando ocurre la fluencia del refuerzo longitudinal; de ser cierto lo anterior, se procede a calcular la cuantía de refuerzo longitudinal (ρ) asociada a la distorsión demandada (ecuaciones 5 y 6); en caso contrario se procederá a disminuir o incrementar la sección dependiendo de cómo es el valor de γ con respecto a γ_{min} y γ_{max} tal como se ilustra la figura 6.

En el diseño final, se revisa si la sección y el refuerzo obtenidos del diseño preliminar son adecuados; para ello se evalúa la rigidez agrietada de manera más precisa al tomar en cuenta la cuantía de refuerzo longitudinal y el nivel de carga axial (ecuaciones 7 y 8). Esto permite determinar el periodo de vibración para entrar al espectro de respuesta y obtener la demanda de desplazamiento.

Se revisa que el valor nuevo de la demanda de desplazamiento no exceda la capacidad de desplazamiento de fluencia de la columna. En el caso de que se exceda esa capacidad se hace un reajuste de la cuantía de refuerzo con base en la ecuación que relaciona la cuantía de refuerzo y la distorsión demandada (ecuaciones 5 y 6), para de nueva cuenta retomar los pasos del procedimiento desde el cálculo de la rigidez agrietada hasta la comparación de la demanda de desplazamiento con la capacidad de deformación de fluencia de la columna, para revisar si la sección y la cuantía de refuerzo longitudinal son adecuados (figura 6).

Estado límite de supervivencia

Con el procedimiento de diseño para el estado límite de supervivencia se busca suministrarle a la columna de la capacidad de deformación inelástica necesaria para satisfacer la demanda de deformación impuesta por un sismo de intensidad excepcional, la cual depende del refuerzo de confinamiento, toda vez que las dimensiones de la sección y su refuerzo longitudinal ya quedaron definidos en la etapa anterior.

Se inicia con una propuesta de refuerzo de confinamiento, en términos de lo que en esta investigación se denominó confinamiento efectivo (λ_e). El refuerzo de confinamiento se puede proponer con base en la experiencia profesional o utilizando los criterios de algún reglamento para diseño sísmico de puentes.

Posteriormente, se calcula la capacidad de deformación inelástica de la columna en cantilever, bajo dicha propuesta de refuerzo, con la ecuación 9, en términos de la distorsión (γ), para después proceder a determinar la demanda de deformación inelástica con base en la modificación del método de Rosenblueth y Herrera, comentado anteriormente. En dicho método, un sistema inelástico es modelado como un sistema elástico equivalente, por lo que se evalúan propiedades dinámicas equivalentes, tales como: periodo de vibración equivalente (T_{eq}) y amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}) (ecuaciones 15 y 16).

Diseño preliminar

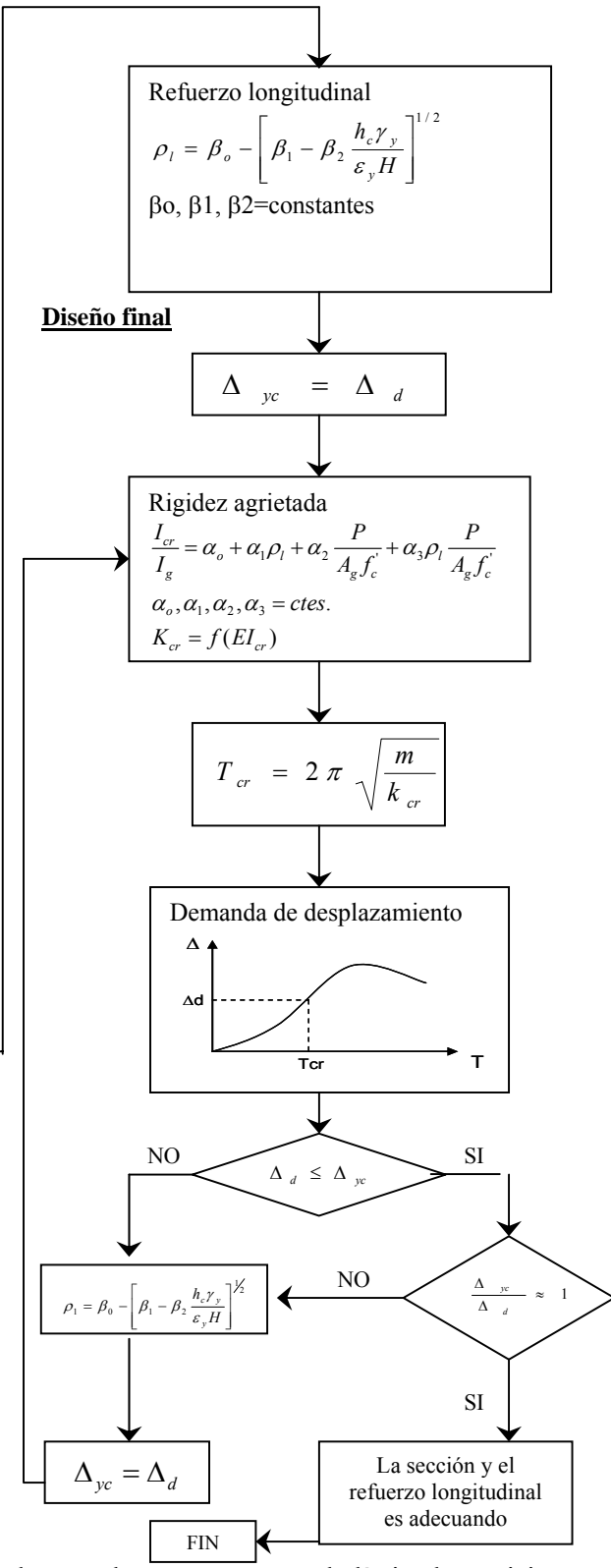
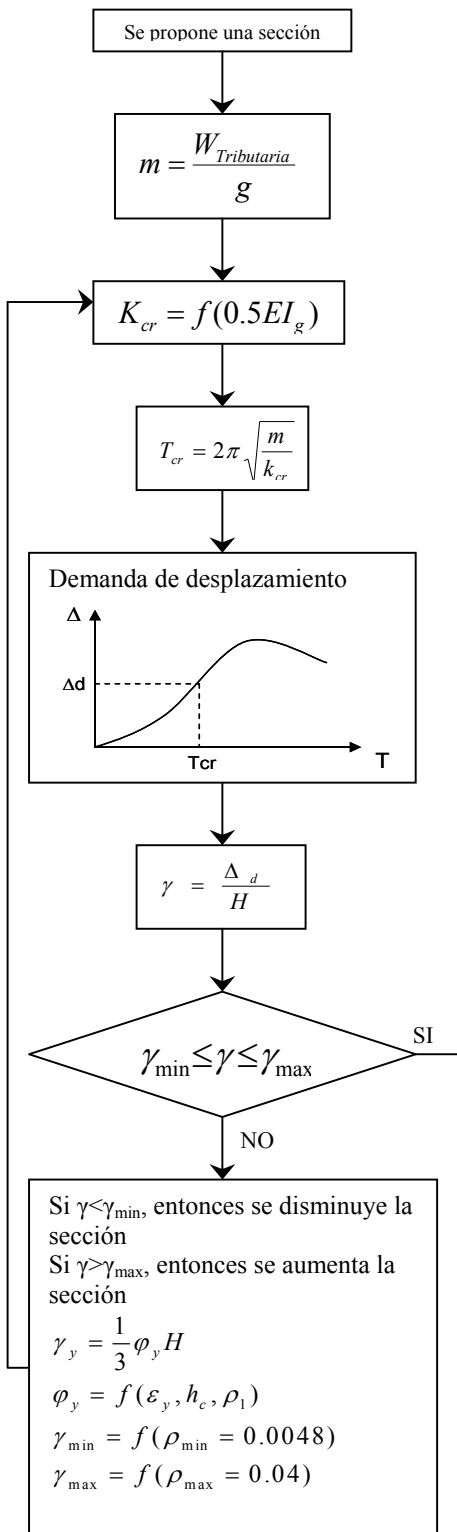


Figura 6 Diseño sísmico de columnas de puentes por estado límite de servicio

Con el valor del periodo de vibración equivalente se entra a un espectro de respuesta elástico, para el amortiguamiento equivalente, asociado al estado límite de supervivencia, para de esta forma obtener la demanda de desplazamiento inelástico (Δ_i), éste último se divide entre el factor ψ (ecuación 18) para obtener una mejor aproximación de la demanda de desplazamiento (Δ_d).

Cabe comentar que en este procedimiento de diseño, a diferencia de otros que se basan en desplazamiento, también se puede utilizar algún otro método para evaluar la demanda de desplazamiento (métodos C_μ ó R_μ); para el caso de suelos blandos se recomienda utilizar el de Ordaz y Pérez (1998) por las razones anteriormente expuestas.

Después se revisa que la demanda de desplazamiento inelástico no sea superior a la capacidad de deformación inelástica para el refuerzo de confinamiento propuesto; en el caso de que esta se exceda, se hace una nueva revisión después de ajustar la cantidad de refuerzo de confinamiento acorde con la demanda de desplazamiento a partir de la ecuación (22); de la misma manera que se haría para el caso en que el desplazamiento demandado fuera superior a la capacidad de desplazamiento inelástico de la columna (figura 7).

$$\lambda_e = \frac{14f'_c}{f_{yt}} \frac{\gamma(\%) - \beta_o - \beta_3 \left(\frac{P}{A_g f'_c} \right)}{\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c}} \quad (22)$$

Se tendrán que hacer algunas iteraciones para ajustar el confinamiento de refuerzo a la demanda de desplazamiento inelástico, de tal forma que la capacidad de deformación no sea muy diferente de la demandada. Además, se tiene que revisar que el refuerzo transversal sea el adecuado para resistir la fuerza cortante.

En este procedimiento falta por revisar si el diseño de la columna lleva a obtener una capacidad de desplazamiento inelástico, que absorba la demanda de desplazamiento de un sismo típico de suelo blando, cuyo periodo de vibración sea cercano al de la estructura, condición que da lugar al efecto de fatiga de bajo número de ciclos (Terán, 1996); ya que en la deducción de las expresiones propuestas en el procedimiento de diseño para calcular la capacidad de desplazamiento último, se contempló una historia de carga lateral cíclica que implica incursiones inelásticas importantes; sin embargo no se está seguro de que dicha historia de carga sea conservadora en todos los casos respecto a los efectos de un sismo de las características anteriormente descritas.

EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se presenta un ejemplo en el que se ilustra la aplicación del procedimiento de diseño para satisfacer los dos estados límites, servicio y supervivencia. Al final se hace un análisis no lineal paso a paso, con plasticidad distribuida, de la columna diseñada para verificar la bondad del procedimiento de diseño.

Se trata de una columna en cantilever con las características siguientes: sección rectangular, altura de 10800 mm, sometida a una carga axial de 15 % ($P/A_g f'_c$), con un $f'_c = 30$ MPa y $f_y = f_{yt} = 412$ MPa (fig. 8).

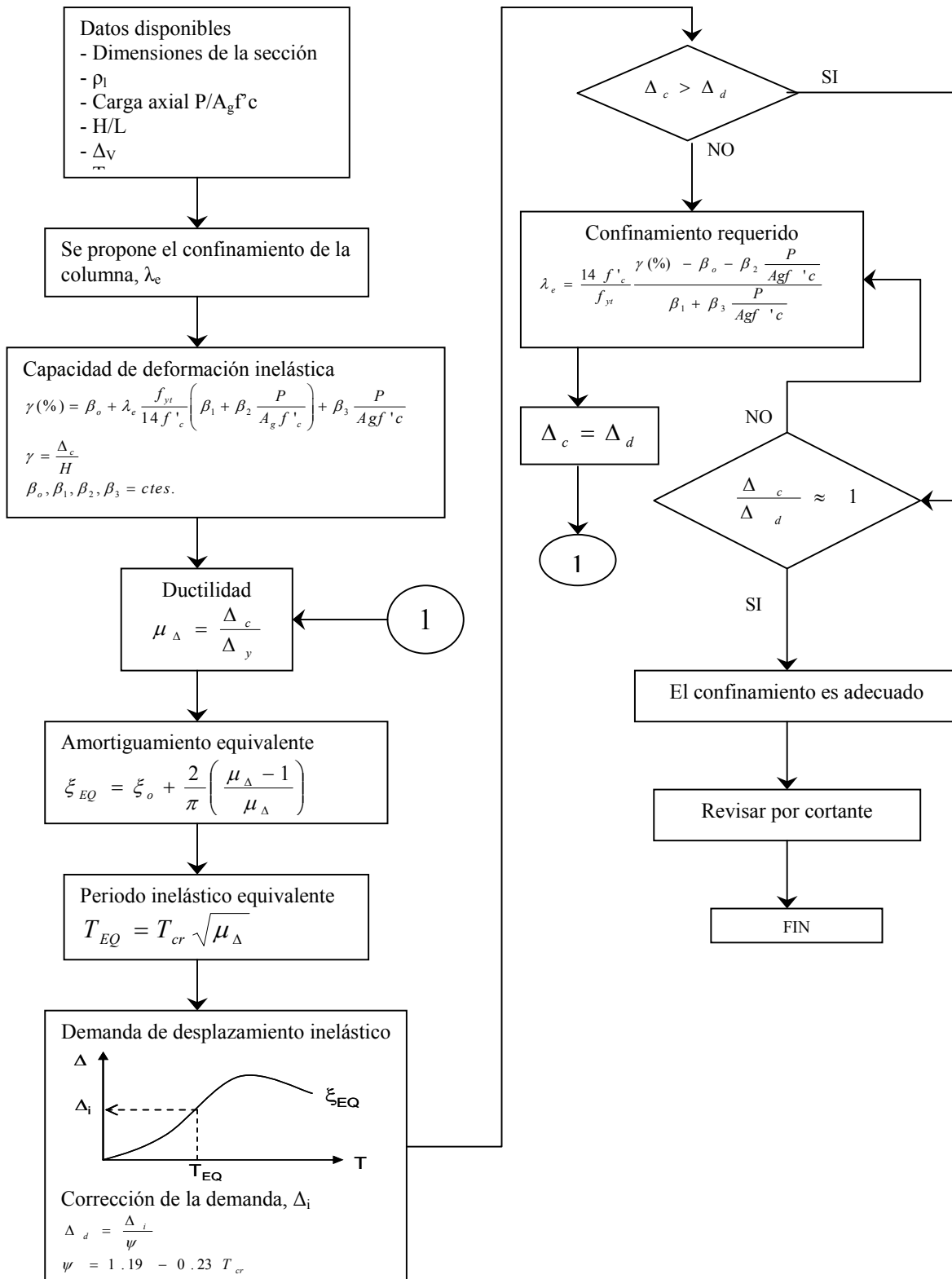


Figura 7 Diseño sísmico de columnas de puentes por estado límite de supervivencia

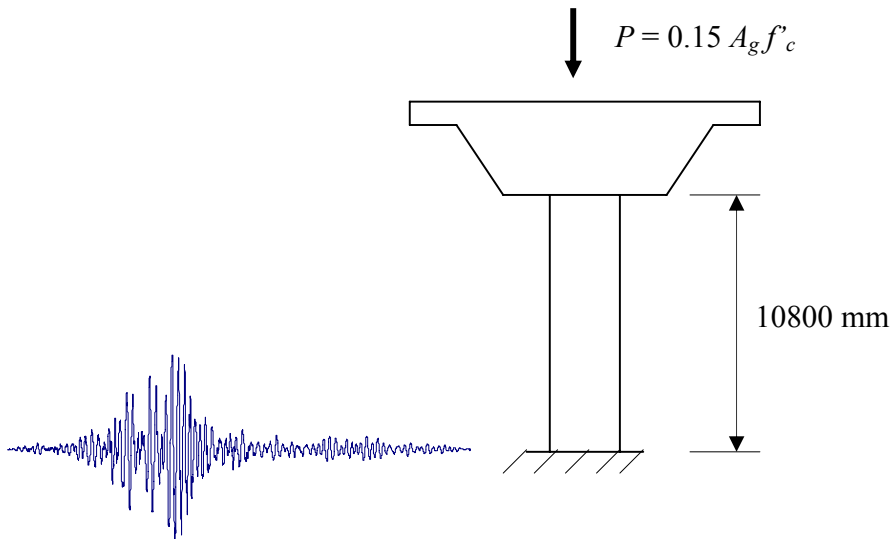


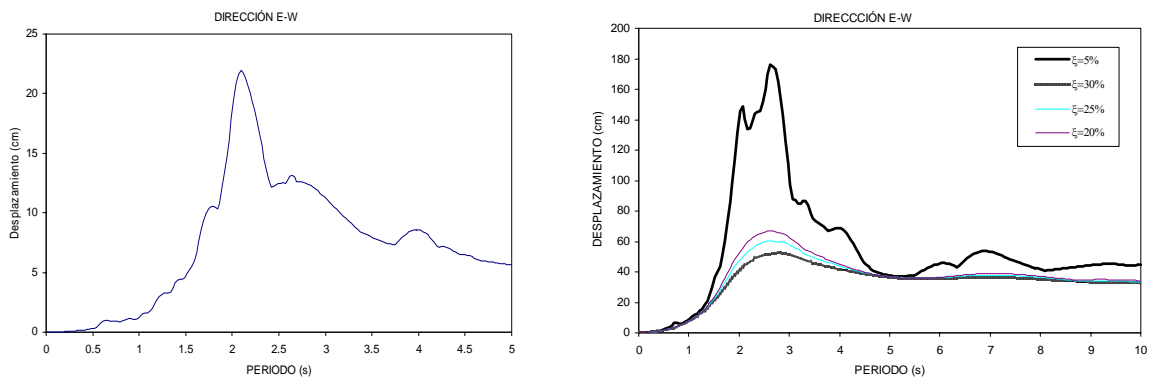
Figura 8 Columna de puente a diseñar

Se supusieron como espectros de diseño asociados a los estados límites de servicio y de supervivencia, los derivados de la estación SCT, suelo blando de la ciudad de México, registrados el 24-abril-1989 y el 19-septiembre-1985, respectivamente (fig. 9); se incrementaron sus ordenadas espectrales en un 50 % al considerar a los puentes como estructuras críticas del grupo A de acuerdo al RCDF (2004).

Los sismos empleados son recomendados para el diseño de edificios importantes, a falta de requisitos específicos para puentes (Reyes, 1999).

Diseño preliminar para estado límite de servicio

Para el diseño preliminar se propuso una sección rectangular de 1800 mm x 1000 mm, mientras que la masa obtenida fue de 84154 kg.s²/m. Para calcular la rigidez agrietada de una viga en cantilever se consideró, $I_{cr} = 0.5I_g$,



Servicio (elástico)

Supervivencia (diferentes amortiguamientos)

Figura 9 Espectros de diseño para supervivencia y para servicio

En la tabla 3 se reporta el periodo de vibración (T_{cr}) obtenido, así como su respectiva demanda de desplazamiento (Δ_d) al entrar al espectro de desplazamiento asociado al estado límite de servicio. En esta etapa se revisó que el tamaño de la sección fuera adecuado, lo que se comprueba toda vez que la distorsión demandada se encuentra entre los límites de distorsión mínima y máxima,

$$\text{Distorsión demandada: } \gamma(\%) = 0.755$$

$$\begin{aligned} \text{Límites de distorsión: } \quad & \gamma(\%)_{\min} = 0.521 \\ & \gamma(\%)_{\max} = 0.781 \end{aligned}$$

por lo tanto no es necesario disminuir o aumentar la sección.

Con el valor de la demanda de distorsión se calculó la cuantía de refuerzo longitudinal (ecuación 5), cuyo valor preliminar fue de 0.024 (tabla 3).

En una segunda etapa se revisó si la sección y cuantía de refuerzo longitudinal preliminar satisfacían la demanda de desplazamiento, al limitar la respuesta de la columna al desplazamiento de fluencia, con base en una estimación más detallada de la rigidez agrietada.

Así, en una segunda iteración se calculó la relación I_{cr}/I_g de manera más precisa con base en la expresión 7, lo que permitió evaluar la rigidez agrietada y en consecuencia el periodo de vibración para, posteriormente, calcular la demanda de desplazamiento. En la tabla 3 se reportan los valores obtenidos. Se comparó la capacidad de deformación a la fluencia (Δ_{yc}) con la demanda de desplazamiento, la cual resultó ser 18 por ciento mayor que la demandada, por lo que se puede relajar un poco la cuantía de refuerzo longitudinal; para ello se llevaron a cabo un par de iteraciones hasta llegar con la cuantía final, tal como se resume en la tabla 3.

Tabla 3 Resumen de iteraciones para obtener la cuantía de refuerzo longitudinal final

No. De iteración	I_{cr}/I_g	T_{cr} (s)	Δ_d (mm)	ρ_l	Δ_{yc} (mm)	Δ_{yc}/Δ_d
1 (D. Prelim.)	0.50	1.54	78.30	0.0240	-	-
2	0.58	1.43	66.00	0.0240	78.30	1.18
3	0.47	1.58	89.40	0.0118	66.00	0.74
4	0.53	1.49	68.90	0.0180	72.20	1.05

De acuerdo con la tabla 3, la cuantía de refuerzo longitudinal final da lugar a una capacidad de deformación 5 por ciento superior a la demandada; esta diferencia es menor en comparación con la primera propuesta de refuerzo longitudinal. Por lo tanto, el diseño final para cubrir el estado límite de servicio queda de la siguiente forma, sección rectangular de 1000 mm x 1800 mm, y $\rho_l = 0.018$.

Diseño para estado límite de supervivencia

De acuerdo con el procedimiento de diseño para este estado límite, se inicia con una propuesta del refuerzo de confinamiento. Para tal cometido se usaron las recomendaciones del AASHTO (1995), las cuales especifican que la cuantía de refuerzo transversal se obtenga de las ecuaciones siguientes,

$$A_{sh} = 0.3shc \frac{f'_c}{f_y t} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (23)$$

ó

$$A_{sh} = 0.12shc \frac{f'_c}{f_yt} \quad (24)$$

donde, A_{sh} es el área del acero transversal, s la separación de estribos, h_c la dimensión del núcleo perpendicular a la dirección de análisis, A_g es el área de la sección gruesa y A_{ch} representa el área del núcleo confinado.

Con estas disposiciones se obtuvo una cuantía volumétrica transversal de 1.74 %, por lo que la disposición del refuerzo transversal quedó de la siguiente manera: en la dirección corta y en la dirección larga, 6 barras y 12 barras, respectivamente; se propusieron estribos del número 4, separados a cada 100 mm (fig. 10a).

Definiendo el refuerzo de confinamiento propuesto en términos del factor del confinamiento efectivo, λ_e , se tiene que de acuerdo con el arreglo propuesto de refuerzo transversal (figura 10), el valor del coeficiente de eficiencia del confinamiento $k_e = 0.88$, por lo que $\lambda_e = \rho_{ts} k_e = 0.0152$.

Con el valor de λ_e se procedió a calcular la capacidad de desplazamiento inelástico último, con apoyo de la ecuación 9. Así, para una carga axial de 15% P/Agf'_c , $H/L = 6$ y $\rho_L = 1.9$ %, se obtuvo una capacidad de distorsión de 9.34%, y en consecuencia un desplazamiento lateral inelástico (Δ_c) de 1008.70 mm.

Posteriormente, se calculó la demanda de desplazamiento inelástico con base en el método modificado de Rosenblueth y Herrera. En primera instancia se obtuvo la ductilidad de desplazamiento (μ), cociente de la capacidad de desplazamiento último con respecto a la capacidad de desplazamiento de fluencia, cuyo valor fue de 13.97.

Con el valor de la ductilidad se determinó el amortiguamiento equivalente (ξ_E) y el periodo equivalente (T_E), usando las ecuaciones 15 y 16, respectivamente. Los valores obtenidos fueron, $\xi_E = 0.64$ y $T_E = 5.57$ s.

Con los parámetros dinámicos anteriores se entró al espectro de desplazamiento correspondiente a la estación STC, sismo 19-septiembre-1985 (figura 9), obteniendo una demanda de desplazamiento inelástico $\Delta_i = 310.0$ mm, mientras que al hacer el ajuste de dicho valor, de acuerdo a las ecuaciones 17 y 18, se obtiene una demanda de desplazamiento inelástico $D_d = 365.90$ mm.

Al comparar la capacidad de deformación última de la columna respecto a la demandada, se observa que la primera es 2.76 veces superior a la primera. Por lo anterior, se procedió a reducir la cantidad de refuerzo de confinamiento a valores moderados que permitan satisfacer la demanda de desplazamiento, por lo que se hicieron un par de iteraciones de acuerdo con el procedimiento mostrado en la figura 7. Los resultados de dichas iteraciones se resumen en la tabla 4.

Para efectos de evaluar el refuerzo de confinamiento requerido, en términos del confinamiento efectivo, λ_e , atendiendo a la demanda de desplazamiento para dar paso a otra iteración, se usó la ecuación 22.

En la tabla 4 se observa que para la segunda iteración, cuando se compara la capacidad de desplazamiento con la demandada (Δ_c/Δ_i), se obtiene un valor inferior a la unidad. Esto indica que se requiere mayor confinamiento por lo que se tiene que hacer otra iteración hasta encontrar el confinamiento efectivo adecuado para satisfacer la demanda de desplazamiento.

Tabla 4. Resumen de iteraciones para obtener el refuerzo de confinamiento final

No. De iteración	λ_e	μ	ξ_E (%)	T_E (s)	Δ_c (mm)	Δ_i (mm)	$\frac{\Delta_c}{\Delta_i}$
1 (D. Prelim.)	0.0152	13.97	64.00	5.57	1009.8	365.9	2.76
2	0.00471	5.07	56.00	3.35	365.9	383.6	0.95
3	0.00500	5.31	57.00	3.43	383.6	380.0	1.01

Finalmente, se encontró que el valor de λ_e necesario para satisfacer la demanda de desplazamiento inelástico es, 0.0050. Para este caso particular, el valor anterior es tres veces menor que el propuesto con las recomendaciones del AASHTO.

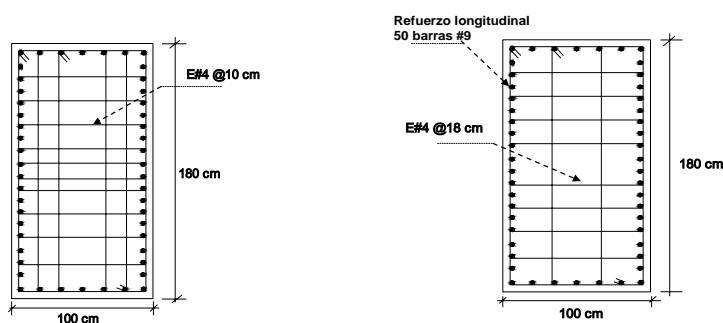
Refuerzo de confinamiento

Con base en el valor de λ_e se procedió a detallar la sección y establecer la cuantía volumétrica transversal requerida.

Se consideraron algunas recomendaciones de la literatura en relación al detallado, tales como, separación máxima de estribos y separación de barras longitudinales (restringidas y no restringidas). Con lo anterior se estableció una cuantía volumétrica transversal $\rho_{st} = 0.729 \%$, que dio lugar al armado transversal que se muestra en la figura 10b.

En la figura 7b se observa que en la dirección corta, se colocaron 4 barras del número 4, lo que equivale a una cuantía de refuerzo transversal, $\rho_{tc}=0.00314$. Para la dirección larga se colocaron 10 barras del número 4, lo que se traduce a una cuantía transversal, $\rho_{tl}=0.00415$; en tanto la separación de estribos fue a cada 180 mm.

El arreglo anteriormente descrito, dio lugar a un coeficiente de eficiencia del confinamiento $k_e=0.79$, que al multiplicarlo por el valor de la cuantía volumétrica transversal, dio lugar a un confinamiento efectivo $\lambda_e=0.0057$, que es cercano al obtenido del procedimiento de diseño.



a) Propuesta inicial (AASHTO)

b) Diseño final

Figura 10 Detallado del refuerzo de confinamiento

Comprobación de la capacidad de desplazamiento mediante análisis no lineal paso a paso

Con el apoyo del programa SEISMOSTRUCT (2003) se hizo un análisis no lineal (plasticidad distribuida) paso a paso, de la columna diseñada, la cual fue sometida a una excitación en su base con el acelerograma con un período dominante cercano al determinado para el puente y con una ordenada máxima similar a la de diseño por supervivencia(Figura 11a).

En la figura 11b se muestra la respuesta no lineal de la columna, para la cual se obtuvo una demanda de desplazamiento máximo de 441.70 mm; dicho valor es 15 % mayor al predicho con el método aproximado que se empleó en el procedimiento de diseño (383.60 cm). Por lo anterior, será conveniente que dentro del procedimiento de diseño se procure obtener cierto margen de seguridad en la capacidad de desplazamiento último de la columna con respecto a la demandada, con objeto de cubrir el error que presenta el método aproximado para calcular dicha demanda de desplazamiento.

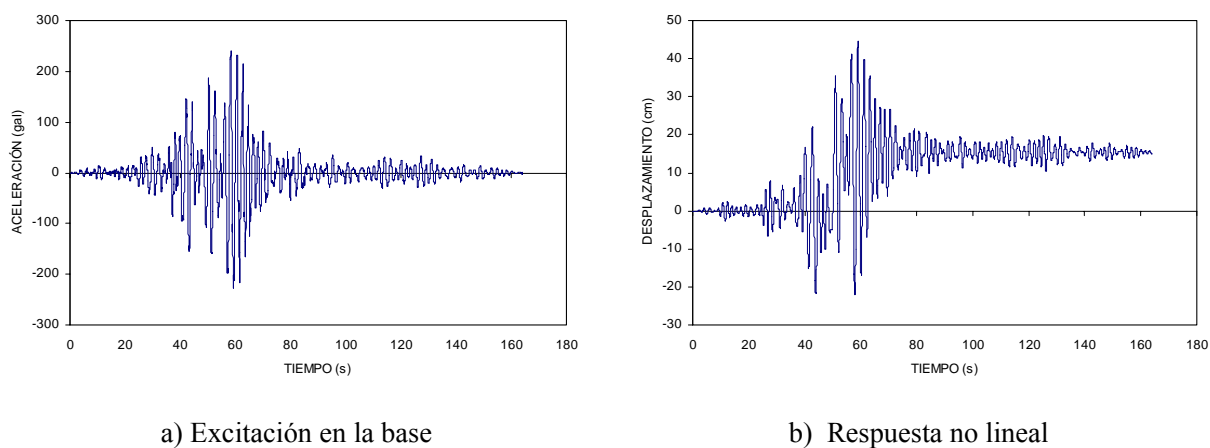


Figura 11 Respuesta de la columna ante la excitación en su base

CONCLUSIONES

En esta investigación se ha desarrollado un procedimiento para el diseño sísmico de columnas de puentes de concreto reforzado. Las principales conclusiones que se derivaron de este estudio se describen a continuación.

En este procedimiento de diseño se implementó un enfoque explícito y confiable en el cual, a diferencia del tradicional que se basa en el control de la resistencia, realiza un diseño basado en desplazamiento para revisar dos estados límites: servicio y supervivencia.

A diferencia de otros procedimientos basados en desplazamientos, en éste se implementaron herramientas necesarias para revisar de manera más racional el cumplimiento de los estados límites anteriores. Así, se desarrollaron expresiones que permiten evaluar de manera aproximada y simple, las capacidades de desplazamiento lateral a la fluencia y última, que pueden experimentar las columnas en función del tamaño y refuerzo de la sección. De igual forma se incorporó un método aproximado para calcular demandas de desplazamiento lateral, el cual es una modificación del método de linealización

equivalente de Rosenblueth y Herrera, para tener una mejor estimación de las demandas de desplazamiento en suelos blandos de la ciudad de México.

Se reconoce que todavía faltan por afinar algunos aspectos; por ejemplo, aquellos que den lugar a definir de manera preliminar las dimensiones de la sección, refuerzo longitudinal y refuerzo de confinamiento, con el fin de reducir el número de iteraciones dentro del proceso de diseño.

En el estado límite de supervivencia se piensa establecer un criterio que permita al diseñador proponer un confinamiento inicial, pensando en establecer tres niveles de confinamiento, mínimo, moderado y alto, para que de esa forma se tenga una referencia y se elija la que satisfaga la demanda de desplazamiento inelástico; esto también daría lugar a simplificar las recomendaciones en cuanto al detallado de la sección.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece al Instituto de Ingeniería de la UNAM el apoyo recibido para la realización de esta investigación. También se agradecen las observaciones y comentarios por los revisores anónimos de este artículo.

REFERENCIAS

- AASHTO (1995), "Standard specifications for highway bridges", *American Association of State Highway and Transportation Officials*, 16th Edition.
- Arroyo, D y A Terán (2002), "Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 66.
- Aschheim, M A y E F Black (2000), "Yield Point Spectra for seismic design and rehabilitation", *Earthquake Spectra*, Vol. 16, pp. 317-336.
- ATC-32 (1996), "Improved seismic design criteria for California Bridges: Provisional recommendations", *Applied Technology Council*, Report No. ATC-32, Redwood City, California.
- Avelar, y G Ayala (2002), "Determinación de espectros de diseño de utilidad en el diseño sísmico basado en desempeño", *VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cuernavaca, Morelos.
- Caltrans (1993), "Bridge Design Specifications Manual", *California Department of Transportation, Division of Structures*, Sacramento, California.
- Calvi, G y G Kingsley (1995), "Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures", *Earthquake Engineering and structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 1247-1266.
- CEC (1994), "Eurocode 8 –Structures in seismic regions design, Part 2 – Bridges", *Commission of the European Communities*, Draft report, March, 1994.
- FIB (2003), "Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings", *Federación Internacional para Concreto Estructural*, Boletín 25, Grupo de trabajo 7.2.
- Freeman, S A (1998), "The capacity spectrum method as a tool for seismic design", *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris.
- Gulkan, P y M Sozen (1974), "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions", *ACI*, Vol. 71, pp. 604-610.

- Iwan (1980), "Estimating inelastic response spectra from elastic spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8.
- Kowalsky, (1994), "Displacement based design-A methodology for seismic design applied to RC bridge columns", *Master's thesis*, University of California at San Diego, La Jolla, California.
- Kowalsky, M J, M J N Priestley y G A Macrae (1995), "Displacement-based design of RC bridge columns in seismic regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Vol. 24, pp.1623-1643.
- Kowalsky, M J (2001), "A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 719-747.
- Lehman, D y J Moehle (2000), "Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns", *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, PEER 1998/01.
- Miranda, E. (1993), "Site-dependent strength reduction factors", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 12.
- Newmark, N M y E Rosenblueth (1971), "Fundamentals of earthquake engineering", *Prentice-Hall, Inc.*, Englewood Cliffs, N J
- NTC-Concreto (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*.
- Ordaz, M y L E Pérez (1998), "Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp.889-901.
- Park, R y T Paulay (1991), "Reinforced concrete structures", *Wiley*, New York.
- Paulay, T y M N J Priestley (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", *John Wiley and Sons, Inc.*, New York.
- Pérez, L E y M Ordaz (1991), "Cálculo rápido de espectros de respuesta inelástico", *IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. 1, Manzanillo, Colima.
- Priestley, M, F Seible y G Calvi (1996), "Seismic design and retrofit of bridges", *John Wiley and Sons, Inc.*, USA.
- Priestley, M y G Calvi (2003), "Direct displacement-based seismic design of concrete bridges", *2003 International Conference American Concrete Institute*, Seismic Bridges Design and Retrofit for Earthquake Resistance, California, Estados Unidos.
- Razvi, y Saatcioglu (1999), "Analysis and design of columns for confinement", *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 4.
- RCDF (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Gaceta Oficial del departamento del Distrito Federal*, México.
- Reyes, C (1999), "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios", *Tesis Doctoral*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Rivera, D (2005a), "Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la ciudad de México", *Tesis de Doctorado*, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.
- Rivera, D (2005b), "Revisión de los métodos aproximados para calcular demandas de desplazamiento inelástico en suelos blandos", *Memorias del XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Ciudad de México.
- Rosenblueth, E y I Herrera (1964), "On a kind of hysteretic damping", *Journal of Engineering Mechanics División ASCE*, 90.

- Ruiz, J y E Miranda (2004), “Inelastic displacement ratios for design of structures on soft soils sites”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 12.
- Saatcioglu, M and S R Razvi (2002), “Displacement-based design of reinforced concrete columns for confinement”, *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 1, pp. 3-11.
- Santa Ana, P (1996), “Demandas de desplazamiento inelástico en estructuras en la zona blanda de la ciudad de México”, *Tesis de Maestría*, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- SEISMOSTRUCT (2003), “Computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures”. Available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
- Sullivan, T J, G M Calvi y M N J Priestley (2003), “The limitations and performances of different displacement based design methods”, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, Imperial College Press, pp. 201-241.
- Terán, A (1996), “Performance-based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts”, *Ph. D. Thesis*, University of California, Berkeley.