



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN**

**“DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE MARCOS  
TRANSVERSALES DE PUENTES URBANOS  
DE CONCRETO REFORZADO BASADO  
EN DESPLAZAMIENTO”**

**T E S I N A**

**QUE PARA OBTENER LA:**

**ESPECIALIZACIÓN EN PUENTES**

**PRESENTA:**

**JUAN CARLOS DÍAZ BARRIGA RIVERA**

**DIRECTOR:**

**M.I. MIGUEL ÁNGEL RODRÍGUEZ VEGA**

**CODIRECTOR:**

**DR. DARÍO RIVERA VARGAS**



MÉXICO D.F.

JUNIO DE 2007



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## **AGRADECIMIENTOS Y RECONOCIMIENTOS**

*Agradezco con todo mi corazón:*

*A mi mamá, Irene Rivera Cruz,  
por el gran ejemplo que me ha dado siempre de esfuerzo, lucha  
y valor para enfrentar la vida en cualquier situación, principalmente en las más difíciles*

*A mis hermanos, Eduardo y Alejandro,  
por contribuir a mantener unida y en armonía nuestra  
familia y por todo su apoyo, lo cual me ha permitido lograr mis metas y seguir adelante*

*A la Universidad Nacional Autónoma de México,  
por la formación que he recibido, tanto en la parte  
académica como en la humana, desde mi ingreso a la Escuela Nacional  
Preparatoria hasta el término de mis estudios de licenciatura en la Facultad  
de Ingeniería y por supuesto, ahora en la Especialización en Puentes en la FES Aragón*

*Quiero hacer un reconocimiento especial:*

*Al M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega,  
por su apoyo en la dirección de este trabajo y a quien le agradezco la formación que  
me dio en la licenciatura, como uno de mis mejores profesores de estructuras, también le  
agradezco el apoyo que me dio para obtener mi título de Ingeniero Civil... muchas gracias*

*Al Dr. Darío Rivera Vargas,  
por su tiempo, paciencia y dedicación en la codirección de  
este trabajo y con quien estoy muy agradecido por el enorme interés que  
puso para su realización, apoyándome siempre con sus observaciones y comentarios, lo  
cual me ayudó a culminar una etapa más de mi vida académica... muchas gracias por todo*

*A los miembros de mi jurado de especialización,  
M.I. Claudio Carl Merrifield Castro, Ing. Alfredo P. Morales Netzahualcóyotl,  
Ing. Gerardo Mejía Meléndez, por la revisión de este trabajo y la contribución de sus  
comentarios y sugerencias... gracias por la formación académica que recibí durante mi  
estancia en la FES Aragón*

<b>Introducción</b> .....	1
<b>Objetivo y alcances</b> .....	3
<b>I. Criterios de diseño sísmico de puentes urbanos en México y en otros países</b> .....	4
I.1. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) .....	4
I.2. Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) .....	10
I.3. Norma para el proyecto de Puentes y Estructuras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) .....	12
I.4. Especificaciones de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) .....	19
I.5. ATC 32 Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations .....	23
I.6. California Department of Transportation (Caltrans) .....	25
I.7. Eurocódigo 8. Disposiciones para el diseño sísmico de puentes .....	28
I.8. Comparación de los criterios de análisis y diseño sísmico de los reglamentos .....	32
<b>II. Diseño sísmico basado en desplazamiento</b> .....	35
II.1. Antecedentes .....	35
II.2. Procedimiento Priestley y Calvi .....	36
II.3. Procedimiento de Kowalsky .....	43
II.4. Procedimiento de Rivera y Meli .....	51
II.5. Comparación de los métodos basados en desplazamiento .....	57
<b>III. Criterios para evaluar la capacidad y demanda de desplazamiento lateral</b> .....	58
III.1. Capacidad de desplazamiento lateral .....	58
III.1.1. Capacidad de desplazamiento de fluencia .....	58
III.1.2. Ecuación para evaluar el momento de inercia agrietado .....	60
III.1.3. Capacidad de desplazamiento último .....	61
III.2. Demanda de desplazamiento lateral .....	64
III.2.1. Antecedentes .....	64
III.2.2. Métodos basados en linealización equivalente .....	64
III.2.3. Métodos basados en factores de modificación de desplazamiento elástico .....	64
III.2.4. Métodos basados en factores de reducción de resistencia .....	65
III.2.5. Método propuesto .....	65
<b>IV. Aplicación del diseño sísmico basado en desplazamiento</b> .....	66
IV.1. Propuesta marco transversal con 4 columnas .....	66
IV.2. Análisis de cargas y cálculo de la carga axial P, de diseño .....	67
IV.3. Diseño conforme al RCDF y sus NTC-2004 .....	68
IV.3.1. Diseño con $Q = 2$ .....	68
IV.3.2. Diseño con $Q = 4$ .....	71
IV.4. Diseño conforme a los procedimientos basados en desplazamiento .....	73
IV.4.1. Priestley y Calvi .....	73
IV.4.2. Kowalsky .....	75
IV.4.3. Rivera y Meli .....	77
IV.5. Propuesta marco transversal con 2 columnas .....	80
IV.5.1. Diseño conforme al RCDF y sus NTC-2004 .....	82
IV.5.2. Diseño conforme a los procedimientos basados en desplazamiento .....	83
IV.6. Comparación de resultados de los diseños basados en resistencia y en desplazamiento de los modelos en estudio .....	84
<b>Conclusiones</b> .....	86
<b>Glosario</b> .....	87
<b>Referencias</b> .....	88

## **Introducción**

Debido al crecimiento del parque vehicular en la ciudad de México y en la zona metropolitana, ha sido necesaria la construcción de puentes urbanos para intentar resolver el problema del tráfico vehicular en las principales avenidas de esta ciudad.

Dado que México es un país que cuenta con un elevado potencial sísmico, el diseño adecuado de las estructuras, como los puentes urbanos, es de vital importancia, y más si se toma en consideración que son estructuras fundamentales en las actividades diarias de los ciudadanos. A la fecha, las estructuras de puentes en el país, en particular las que se encuentran en la ciudad de México, han tenido un comportamiento razonable sin registrarse colapsos parciales o totales debidos a la ocurrencia de sismos de gran magnitud, como el sismo de 1985.

En otros países, lamentablemente las experiencias han sido desagradables ante los sismos, como es el caso de los siguientes: San Fernando (1971), Guatemala (1975), Loma Prieta (1989), Kobe (1995), entre otros. En la mayoría de estos sismos, las columnas de puentes de concreto han sufrido serios daños que inclusive han causado el colapso de algunos puentes importantes. Tal fue el caso del puente Hanshin en uno de sus tramos durante el sismo de Kobe en 1995. Estudios como los de Iwasaki (1996) y Kawashima (1996) han revelado que columnas de puentes diseñadas con reglamentos anteriores a los años setentas, en los cuales se contemplaba un comportamiento elástico de la estructuras, fueron severamente dañadas durante los sismos recientes. En contraste, aquellas columnas que fueron diseñadas con reglamentos posteriores a 1980, en los cuales se incorpora otra filosofía de diseño en la que se pretende que las columnas de concreto desarrollen un comportamiento dúctil, fueron menos dañadas.

En la actualidad no existe una reglamentación para el diseño sísmico y construcción de puentes urbanos en el país, solamente el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE, 1993), aborda algunos criterios de análisis de puentes y recomienda otros reglamentos para el diseño de los mismos, como el reglamento del ACI. Recientemente la Secretaría de Comunicaciones y Transportes a través del Instituto Mexicano del Transporte, ha elaborado una Norma para el diseño y construcción de puentes en el país.

Sin embargo, al no existir una reglamentación oficial, los ingenieros de la práctica, han optado por apoyarse en reglamentos de otros países como los de Estados Unidos. Estos reglamentos dan sus recomendaciones para proveer a las columnas del refuerzo necesario, para que éstas desarrollen un comportamiento dúctil durante un evento sísmico de gran intensidad. Sin embargo, éstas disposiciones conllevan, en la mayoría de las veces, a obtener diseños muy conservadores, al proporcionar siempre el máximo confinamiento a las columnas, independientemente del nivel de carga axial actuante y de la demanda de desplazamiento exigida por el sismo de diseño (Rivera, 2005).

Recientemente, varios autores (Kowalsky, 1995; Priestley y Calvi, 1996), han trabajado y optado por el diseño sísmico basado en el control de desplazamientos, en el que se relacionan los desplazamientos con el nivel de daño esperado, como una alternativa más racional de plantear el problema del diseño sismorresistente, que el convencional basado en resistencia. La mayoría de estos procedimientos parten de la selección de un desplazamiento objetivo último que depende del estado límite para el que se está

diseñando, y de la capacidad de deformación que pueda ser garantizada por un detallado adecuado de la estructura.

Sin embargo, dichos procedimientos se basan en la revisión de un solo nivel de desempeño, que es usualmente el de supervivencia.

Actualmente, Rivera y Meli (2004), han propuesto un procedimiento de diseño sísmico para cumplir dos estados límites o niveles de desempeño, servicio y supervivencia, en que los requisitos de refuerzo y del tamaño de la sección se establecen en función de la demanda de deformación lateral. Dicho procedimiento se aplica a columnas de puentes de concreto reforzado de un solo grado de libertad y en cantilever.

En este trabajo se pretende aplicar el diseño sísmico basado en desplazamiento, particularmente el que se describe en el procedimiento de Rivera y Meli (2004), a columnas de marcos transversales de concreto reforzado, para obtener diseños más racionales y confiables.

En el capítulo I de este trabajo, se presenta un panorama general sobre los criterios de diseño sísmico de columnas de concreto reforzado disponibles en reglamentos vigentes, tanto nacionales como internacionales. Se citan los criterios generales de cada uno de ellos, como son: la evaluación de las demandas sísmicas y la consideración de su respuesta no lineal, a partir de factores de comportamiento sísmico o de ductilidad. Por último se revisan los requisitos para el diseño sismorresistente de columnas de concreto reforzado, que establece cada uno de los reglamentos que se consideran en este trabajo, tanto para el refuerzo longitudinal como transversal.

La intención del capítulo II, es la de revisar los procedimientos existentes sobre diseño sísmico basados en desplazamiento, a partir de trabajos realizados por autores que se han interesado en investigar sobre el tema, tales como: como Calvi y Priestley (1996), Kowalski (1995) y Rivera y Meli (2004). Se da una visión general sobre esta filosofía de diseño, así como sus ventajas respecto al método tradicional de diseño, es decir, por resistencia.

En el capítulo III, se hace una descripción de los criterios para evaluar la capacidad y demanda de desplazamiento lateral de columnas de puentes de concreto reforzado, de acuerdo al procedimiento de Rivera y Meli (2004), el cual considera la revisión de dos estados límite, de servicio y supervivencia.

Finalmente, en el capítulo IV se aplican los métodos basados en desplazamiento a marcos de concreto reforzado, para esto se propone la sección transversal de un puente el cual esta formado por cuatro columnas, se diseñan las columnas primero por resistencia de acuerdo a las NTC-Concreto (2004) del RCDF (2004) y después por los métodos basados en desplazamiento. Por último se comparan los diseños obtenidos con ambas filosofías de diseño, es decir por resistencia y por desplazamiento. Con el objetivo de optimizar el diseño anterior se demuestra que con un marco con dos columnas, con la misma sección transversal a la utilizada en el marco de cuatro columnas, es posible satisfacer las demandas sísmicas para sismos de moderada a extraordinaria intensidad.

## **Objetivo y alcances**

El objetivo principal de este trabajo es aplicar el diseño sísmico basado en desplazamiento, al diseño de marcos transversales de puentes urbanos de concreto reforzado, como una alternativa viable para mejorar el desempeño sísmico de estas estructuras, es decir, obtener diseños más racionales y confiables. El alcance y las limitaciones del presente trabajo se describen a continuación.

- En este trabajo no se considera la interacción suelo-estructura.
- Se contempla un mecanismo de falla del marco, en donde, la superestructura del puente es rígida respecto a la de las columnas, por lo que la disipación de energía solamente se presenta en estas últimas, lo cual es congruente con las nuevas tendencias de diseño sísmico en puentes.
- Se considera la aplicación de la carga sísmica en la dirección transversal del puente, debido a que es la dirección de análisis más desfavorable.

## Capítulo I

# Criterios de diseño sísmico de puentes urbanos en México y en otros países

En este capítulo se pretende dar un panorama general de los criterios de diseño sísmico vigentes, para columnas de puentes urbanos de concreto reforzado, que existen tanto a nivel nacional como a nivel internacional.

Para cada uno de los reglamentos, tanto nacionales como internacionales, se comienza por describir las consideraciones generales para el análisis y diseño sísmico de puentes, después se citan los requisitos para el diseño sismorresistente de columnas de concreto reforzado.

### 1.1. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC-2004)

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2004) y las de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto, 2004), sólo son aplicables en su integridad a edificios. Tratándose de otras estructuras como puentes, tanques, chimeneas, silos, muros de contención, así como de construcciones industriales complejas, se recomienda aplicar métodos de análisis apropiados al tipo de estructura en cuestión siempre que tales métodos sean congruentes con estas Normas; sin embargo, aunque estas Normas no son aplicables a estructuras como los puentes, han servido de apoyo para su diseño sísmico.

Los requisitos de las NTC-Sismo (2004) tienen como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no se presentan estructurales mayores y pérdidas de vidas, y para el caso de sismos poco intensos, se revisa que los daños no lleguen a afectar el funcionamiento de la estructura y requerir reparaciones importantes.

#### **NTC-Sismo**

#### **Consideraciones generales de análisis y diseño**

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que corresponda, según los criterios que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-Criterios y Acciones, 2004).

Según sean las características de la estructura que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos. En el análisis se tendrá en cuenta la contribución a la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa.



## Reducción de fuerzas sísmicas

Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, las fuerzas sísmicas calculadas podrán reducirse con fines de diseño empleando para ello los criterios que fijan las NTC-Sismo (2004) en función de las características estructurales y del terreno.

Las NTC-Sismo (2004) establecen que para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal, se empleará un factor de reducción  $Q'$  que se calculará como sigue:

si se desconoce  $T$ , o si  $T \geq T_a$

$$Q' = Q \quad (1.1)$$

si  $T < T_a$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) \quad (1.2)$$

$T$  se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración de modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal;  $T_a$  es un periodo característico del espectro de diseño.  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico.

## Factor de comportamiento sísmico

De acuerdo a las NTC-Sismo (2004), para el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicadas:

- a) Requisitos para  $Q$  igual a 4. La resistencia en todos los pisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- b) Requisitos para  $Q$  igual a 3. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera.
- c) Requisitos para  $Q$  igual a 2. Cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto. También se usará  $Q$  igual a 2 cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado.

- d) Requisitos para Q igual a 1.5. La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior.
- e) Requisitos para Q igual a 1. Estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero.

### Revisión de desplazamientos laterales

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico y teniendo en cuenta lo dispuesto en el siguiente párrafo, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como elementos de mampostería, o éstos estén desligados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en el siguiente punto, multiplicado por el factor de compartimiento sísmico, Q.

Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla 1.1 para los distintos sistemas estructurales.

**Tabla 1.1 Distorsiones permisibles de entrepiso**

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero o contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q = 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

---

---

## NTC-Concreto

### Requisitos para el diseño sismorresistente de columnas

Esta normativa considera dos categorías para el diseño y construcción de estructuras de concreto. La primera corresponde a requisitos complementarios para elementos estructurales comunes (Cáp. 6 de las NTC-Concreto, 2004), es decir, los pertenecientes a marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada, diseñados con factores de comportamiento sísmico  $Q$ , menores o iguales a dos. La segunda corresponde a los requisitos para elementos pertenecientes a marcos dúctiles (Cáp. 7 de las NTC-Concreto, 2004), diseñados con factores de comportamiento sísmico  $Q$ , de tres y cuatro.

De acuerdo a las NTC-Concreto (2004) en su sección miembros a flexocompresión para marcos dúctiles, los requisitos de dicha sección se aplican miembros en los que la carga axial de diseño,  $P_u$ , sea mayor que  $A_g f'_c / 10$ .

### Requisitos geométricos

Para marcos de concreto diseñados con factores de comportamiento sísmico  $Q$ , iguales o menores de dos, es decir, con capacidades moderadas de disipación de energía, en el caso de columnas confinadas por estribos rectangulares y ganchos, este reglamento controla el confinamiento del núcleo de concreto, por la separación del acero transversal, de la siguiente forma:

- a) La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4.
- b) La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 200 mm.

En el caso de marcos dúctiles, las NTC-Concreto (2004) estipulan los siguientes requisitos geométricos:

- a) La dimensión transversal mínima no será menor que 300 mm;
- b) El área  $A_g$ , no será menor que  $P_u / 0.5f'_c$  para toda combinación de carga;
- c) La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4; y
- d) La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

### Requisitos para refuerzo longitudinal

Para marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada la cuantía del refuerzo longitudinal no será menor que  $20/f_y$  ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

Para marcos dúctiles de concreto reforzado se deben cumplir los siguientes requisitos para refuerzo longitudinal:

- a) La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.

- b) Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.
- c) El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento. La zona de traslape debe confinarse con refuerzo transversal.
- d) Las uniones soldadas de barras y los dispositivos mecánicos, se pueden usar con tal que en una misma sección cuando más se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 600 mm en la dirección longitudinal del miembro.

### Requisitos para refuerzo transversal

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes.

El refuerzo transversal para columnas marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada debe cumplir con los siguientes requisitos mínimos:

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

- a)  $269/\sqrt{f_y}$  veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete.
- b) 48 diámetros de la barra del estribo.
- c) La mitad de la menor dimensión de la columna.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor de:

- a) La dimensión transversal máxima de la columna;
- b) Un sexto de su altura libre; ni que
- c) 600 mm.

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante o estribos circulares cuya separación sea igual al paso de la hélice.

La cuantía volumétrica del refuerzo transversal,  $\rho_s$ , no será menor que:

$$0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f_c'}{f_y} \quad (1.3)$$

donde:

- $A_c$     área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice o estribo.
- $A_g$     área transversal de la columna.
- $f_y$     esfuerzo de fluencia nominal del acero de la hélice o estribo.

Para marcos dúctiles de concreto reforzado se deben cumplir los siguientes requisitos para refuerzo transversal:

a) Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se especifica en el inciso b) de esta sección en una longitud en ambos extremos del miembro y a ambos lados de cualquier sección donde sea probable que fluya por flexión el refuerzo longitudinal ante desplazamientos laterales en el intervalo inelástico de comportamiento. La longitud será la mayor de:

- 1) La mayor dimensión transversal del miembro;
- 2) Un sexto de su altura libre; o
- 3) 600 mm.

b) Cuantía mínima de refuerzo transversal.

- 1) En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares,  $p_s$ , no será menor que:

$$0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \quad \text{ni que} \quad 0.12 \frac{f_c'}{f_y} \quad (1.4)$$

- 2) En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas,  $A_{sh}$ , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que la obtenida a partir de las siguientes ecuaciones:

$$0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} s b_c \quad \text{y} \quad 0.09 \frac{f_c'}{f_{yh}} s b_c \quad (1.5)$$

donde:

- $s$         separación del refuerzo transversal.  
 $b_c$         dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión, normal al refuerzo con área  $A_{sh}$ .  
 $f_{yh}$         esfuerzo de fluencia nominal.

c) El refuerzo transversal debe estar formado por estribos cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos de diámetro no menor que 9.5 mm (número 3). Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, separadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblado de 135 grados seguido de un tramo recto de al menos seis diámetros de la grapa pero no menor que 80 mm.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder de:

- 1) La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento;
- 2) Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más grande; o
- 3) 100 mm.

---

---

## I.2. Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE)

### Consideraciones generales de análisis y diseño

Básicamente el MDOC-CFE (1993) hace las mismas consideraciones de análisis y diseño que el RCDF (2004), sólo que éste dedica un capítulo a los puentes con sus propias consideraciones.

### Factor de comportamiento sísmico para puentes

De acuerdo a la clasificación de las construcciones que hace El MDOC-CFE (1993), los puentes están comprendidos en las construcciones del tipo 7 y asigna los siguientes factores de comportamiento sísmico:

- a) Q igual a 3, cuando la resistencia a fuerzas laterales sea suministrada por marcos de dos o más columnas de concreto reforzado ó acero.
- b) Q igual 2, cuando la resistencia a fuerzas laterales sea suministrada por pilas de una sola columna de concreto reforzado o acero. También se usará Q igual a 2 cuando la resistencia a fuerzas laterales sea suministrada por sistemas pila-muro.
- c) Q igual 1.5, para el diseño de pilas aisladas y estribos de mampostería, así como para el diseño de las conexiones de la subestructura tanto con la cimentación como con la superestructura.
- d) Q igual 1, para el diseño de las conexiones entre las pilas con la superestructura y las pilas con la cimentación.
- e) Q igual 0.8, para el diseño de las conexiones entre los estribos y la superestructura.

Para fines de diseño será necesario tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, aunque sea de manera aproximada. Para ello, las ordenadas espectrales se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo  $Q'$  a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad. Para cualquier estructura, el factor reductivo se calculará con las ecuaciones (1.1) y (1.2), los términos tienen el mismo significado a los descritos en las NTC-Sismo (2004).

### Análisis sísmico

Para llevar acabo el análisis sísmico de puentes, este Manual recomienda utilizar los siguientes métodos:

#### Método simplificado

El método simplificado será aplicable al análisis transversal y longitudinal de aquellos puentes que cumplan con los siguientes requisitos:

1. Que tengan dos o más claros o tramos.
2. Que sean rectos y que la longitud de sus tramos sea muy parecida.
3. Que se pueda suponer que los marcos del puente trabajan de manera independiente, tanto en sentido longitudinal como transversal.
4. Que sus claros sean menores de 40 m y el ancho de la calzada sea menor de 30 m.

### Análisis estático

El método estático será aplicable al análisis transversal de aquellos puentes que cumplan con los siguientes requisitos:

1. Que tengan dos o más claros o tramos.
2. Que sean rectos o alojados horizontalmente.
3. Que la longitud de sus tramos sea muy parecida.
4. Que la fuerza sísmica se distribuya en todos los marcos resistentes
5. Que la relación de la rigidez transversal de toda la estructura y la rigidez transversal de la superestructura sola sea menor que 2.
6. Que sus claros sean menores de 120 m y el ancho de la calzada no supere los 30 m.

Los puentes se analizarán ante la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos de ambos componentes se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice el puente, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables.

### Análisis dinámico

Cuando no se satisfagan los requisitos para aplicar cualquiera de los métodos de análisis estático, se empleará algunos de los métodos de análisis dinámico que se indican a continuación:

#### a) Análisis modal espectral

La participación de cada modo natural de vibración en las fuerzas que actúan sobre la estructura se definirá con base en las aceleraciones espectrales reducidas por ductilidad.

Las respuestas modales  $S_n$ , donde  $S_n$  puede ser fuerza cortante, fuerza axial, desplazamiento lateral, momento flexionante o momento torsionante, se combinarán para calcular las respuestas totales,  $S$ , de acuerdo con la siguiente expresión:

$$S = \sqrt{\sum_{n=1}^N S_n^2} \quad (1.6)$$

en donde  $N$  es el número de modos naturales de vibración a considerar en la respuesta total.

**b) Análisis paso a paso**

Si se emplea el análisis paso a paso, podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen movimientos representativos cuyas características de intensidad, duración y contenido de frecuencias sean compatibles con el riesgo sísmico del sitio en cuestión.

El método simplificado de análisis solo es aplicable a puentes regulares. Aquellos puentes que posean un cierto grado de irregularidad se podrán tratar con el método de análisis estático. Para los puentes irregulares y especiales se requiere aplicar un método de análisis dinámico.

**Requisitos para el diseño sismorresistente de columnas**

Para el diseño de elementos de concreto se hace referencia a los requisitos y expresiones que se consignan en el RCDF vigente, así como del Reglamento de Construcción para Concreto Estructural ACI 318 del American Concrete Institute (ACI-2002).

**I.3. Norma para el Proyecto de Puentes y Estructuras de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)**

Las consideraciones generales de esta Norma están basadas en el RCDF (2004) y sus NTC-Sismo (2004), con un enfoque a los puentes.

**Consideraciones generales de análisis y diseño**

El diseño de las estructuras para soportar las cargas eventuales debidas a la acción de los sismos, depende del riesgo de que estos ocurran y de las características del suelo donde se construirán. El primero se infiere a partir de la regionalización sísmica del territorio nacional y las segundas se consideran con base en el comportamiento dinámico de los suelos típicos.

**Clasificación**

Para efectos de esta Norma, las estructuras, según su comportamiento sísmico de acuerdo con su respuesta a la acción del sismo, se clasifican como sigue:

Tipo 1s. Estructuras regulares en las cuales la superestructura está formada por tramos libremente apoyados o continuos de armaduras, losas, losas sobre trabes, vigas de cajón de acero, concreto o mixtas y que cumplen además con los siguientes requisitos:

- Con menos de seis claros si son continuos.
- Con eje longitudinal recto o en curvatura reducida.
- Con esviajamiento menor de 15 grados.
- Sin cambios bruscos en la rigidez y masa de los elementos sucesivos de la superestructura y subestructura, exceptuando los estribos.
- Con claro máximo menor o igual que 40 m y ancho de calzada hasta de 30 m.



Tipo 2s. Estructuras que no cumplan con alguno de los requisitos de la estructura tipo 1S, pero con superestructuras del tipo B, con claros hasta de 150 m.

Tipo 3s. Estructuras especiales de grandes dimensiones, con claros mayores de 150 m, o con sistemas estructurales poco comunes.

Tipo 4s. Estructuras de grandes dimensiones o con estructuración poco usual, con periodo de vibración,  $T$ , mayor de 3 segundos, o ubicadas en sitios de alto riesgo sísmico por su proximidad a una falla activa o por sus características geológicas poco comunes.

### **Regionalización sísmica**

Desde el punto de vista del riesgo sísmico, el territorio de la República Mexicana se divide en las cinco zonas que se muestran en el mapa de la figura 1.1, donde la zona A corresponde a la de menor riesgo sísmico y la zona "D" a la de mayor riesgo. La zona E corresponde al Distrito Federal y los municipios del Estado de México conurbados con la ciudad de México.



**Figura 1.1 Regionalización sísmica de la República Mexicana**

### **Tipos de Suelos**

Para tomar en cuenta la amplificación dinámica de la respuesta sísmica por efectos del suelo en el que se desplante la estructura, se consideran los suelos típicos que se indican a continuación, cuya clasificación se basa en los resultados de la exploración geotécnica realizada, aplicando métodos reconocidos de dinámica de suelos.

Suelo Tipo I. Suelos cuyo estrato superior está constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, en un espesor no menor de 60 m.

Suelo Tipo II. Suelos cuyo estrato superior está formado por arcillas semirígidas, con o sin lentes de arena, o por otros suelos friccionantes, en un espesor igual o mayor de 9 m, sobreyaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor de 60 m.

Suelo Tipo III. Suelos cuyo estrato superior está formado por limos o arcillas blandas, en un espesor igual o mayor de 12 m, sobreyaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor no menor de 60 m.

**Espectros sísmicos**

Para cualquier método que se utilice en la determinación de las cargas sobre las estructuras, debidas a la acción de los sismos, es necesario utilizar el espectro sísmico correspondiente a la zona sísmica donde se ubique la estructura y al tipo de suelo en que se desplantará. Para estructuras tipo B, las diferentes zonas sísmicas de la República Mexicana y los distintos tipos de suelos, se proporcionan en la tabla I.1. Para las estructuras tipo A, los valores de  $a_0$  y  $c$  de la tabla 1.2 se multiplican por un factor de importancia de 1.5.

**Tabla 1.2 Valores característicos del espectro sísmico para estructuras tipo B**

Zona sísmica	Tipo de suelo	$a_0$	$c$	$T_a$	$T_b$	$r$
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.09	0.36	0.2	0.6	1/2
	II	0.13	0.50	0.3	1.4	2/3
	III	0.16	0.64	0.6	1.9	1
D	I	0.13	0.50	0.2	0.6	1/2
	II	0.17	0.68	0.3	1.2	2/3
	III	0.21	0.86	0.6	1.7	1
E	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.40	0.6	3.9	1

La ordenada  $a$  para cualquier periodo de vibración  $T$  en el espectro sísmico, está definida por las siguientes expresiones:

Si  $0 \leq T \leq T_a$  ;

$$a = a_0 + \frac{c - a_0}{T_a} T \tag{1.7}$$

Si  $T_a < T \leq T_b$  ;

$$a = c \tag{1.8}$$

Si  $T_b < T$

$$a = c \left( \frac{T_b}{T} \right)^r \tag{1.9}$$

### **Factor de comportamiento sísmico**

El factor de comportamiento sísmico  $Q$ , se puede obtener de estudios experimentales para estructuras con características similares a la de proyecto, previamente aprobados por la SCT. A falta de esos estudios la Norma-SCT-Sismo (2004) emplea los valores que se indican a continuación, de acuerdo con las características de la estructura por proyectar y según las fuerzas por determinar.

- a) Para  $Q$  igual a 4. Estructuras cuya superestructura forma un marco dúctil con los elementos de la subestructura, ya sean de concreto reforzado, presforzado o acero estructural. Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, cuando la primera se apoya libremente en dispositivos de neopreno. Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos formados por marcos dúctiles.
- b) Para  $Q$  igual a 2. Estructuras en las que la fuerza sísmica es resistida por una sola columna o pila continua con el tablero de la superestructura. Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, si los dispositivos de apoyo ya no existen o son de otro tipo diferente al neopreno. Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos tipo muro o en columnas aisladas de concreto reforzado.
- c) Para  $Q$  igual a 1. Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura en elementos de mampostería.

### **Cálculo de desplazamientos**

Los factores de reducción,  $Q$  ó  $Q'$ , son aplicables a la determinación de fuerzas estáticas equivalentes a partir de las cuales se obtienen los elementos mecánicos, pero para la determinación de desplazamientos sísmicos el valor de ambos factores se considera igual que uno; debiendo proporcionarse a la estructura la capacidad de tomar el desplazamiento así calculado; en caso contrario el análisis debe incluir los efectos correspondientes.

### **Análisis sísmico**

Para determinar las cargas sobre las estructuras debidas a la acción de los sismos se utilizan los siguientes métodos de análisis, cuyos criterios de aplicación se establecen a continuación:

#### **Método Simplificado**

Este método es aplicable a estructuras que, según su comportamiento sísmico, son del tipo 1s. El análisis se realiza en dos direcciones ortogonales horizontales, considerando para cada una de ellas el efecto de una fuerza horizontal equivalente  $S$  independiente, aplicada en el centro de gravedad de la estructura. Dicha fuerza horizontal se determina mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{c}{Q} W \quad (1.10)$$

donde, S es la fuerza horizontal equivalente, c es la ordenada máxima del espectro sísmico que contempla esta Norma, Q es el factor de comportamiento sísmico y W es el peso de la estructura.

### Método cuasidinámico

Este método es aplicable a estructuras que, según su comportamiento sísmico, son de los tipos 1s ó 2s. Igual que en el método simplificado, el análisis se realiza en dos direcciones ortogonales horizontales, considerando para cada una de ellas el efecto de una fuerza horizontal equivalente S' independiente, aplicada en el centro de gravedad de la estructura. Dicha fuerza horizontal se determina en función del periodo de vibración T de la estructura como sigue:

$$T = 0.2 \sqrt{\frac{W}{K}} \quad (1.11)$$

donde, T es el periodo de vibración de la estructura, W es el peso de la estructura y K es la rigidez de la estructura.

La fuerza horizontal equivalente S' se determina mediante la expresión:

$$S' = \frac{a}{Q'} W \quad (1.12)$$

donde, S' es la fuerza horizontal equivalente, a es la ordenada en el espectro sísmico correspondiente a la zona sísmica donde se ubique la estructura, W es el peso de la estructura y Q' es el factor de comportamiento sísmico modificado que se calculará con las ecuaciones (1.1) y (1.2), los términos tienen el mismo significado a los descritos en las NTC-Sismo (2004).

### Método dinámico

Este método es aplicable a estructuras que, según su comportamiento sísmico, son del tipo 3s y, en forma optativa, a estructuras de los tipos 1s y 2s. Los efectos sísmicos resultantes no deben ser menores que el 80 por ciento de los obtenidos por el método cuasidinámico. El análisis puede ser Modal Espectral o Paso a Paso y se hacen las mismas consideraciones que las NTC-Sismo (2004).

### Métodos experimentales

Estos métodos son aplicables a estructuras que, según su comportamiento sísmico, son del tipo 4s, y consisten en la ejecución de estudios experimentales en prototipos y modelos físicos, mediante técnicas reconocidas, que permitan estimar la sismicidad del

sitio, la respuesta del suelo y la respuesta de la estructura, siendo necesaria la aplicación del método dinámico.

### Requisitos para el diseño sismorresistente de columnas

La SCT en su Norma para Diseño de Estructuras de Concreto (anteproyecto) en la sección de Detalles de Refuerzo, indica los requisitos mínimos de refuerzo que deben satisfacer las columnas de concreto reforzado de puentes. También indica en la sección de Detalles Especiales de Refuerzo los requisitos mínimos que deben satisfacer las columnas de concreto reforzado, según la zona sísmica en la que se ubica el puente.

### Requisitos para refuerzo longitudinal

El área de refuerzo longitudinal no debe ser mayor de 0.08 veces el área de la sección total de concreto,  $A_g$ . En las zonas sísmicas C y D esta limitación se reduce a 0.06 veces de  $A_g$ .

El área del refuerzo longitudinal en columnas de concreto reforzado no será menor que 0.01 veces el área total de la sección de concreto  $A_g$ .

En secciones rectangulares, el número mínimo de barras del refuerzo longitudinal es 4 y en secciones circulares 6. El diámetro mínimo de las barras es 16 mm (5/8").

### Requisitos para refuerzo transversal

Los siguientes requisitos son aplicables a estructuras localizadas en la zona sísmica A.

Para columnas circulares la relación entre el esfuerzo de espiral al volumen total del núcleo,  $\rho_s$ , no será menor que la dada por la siguiente expresión:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (1.13)$$

donde:

- $A_c$     área del núcleo confinado por la espiral incluyendo hasta la cara exterior de la sección de la barra de la espiral (cm<sup>2</sup>)
- $f_y$     esfuerzo de fluencia nominal del acero de la espiral, pero sin exceder 4200 kg/cm<sup>2</sup>

La separación entre estribos no será mayor que:

- el lado menor de la sección transversal del elemento a compresión
- ni de 30 cm.

Los puentes ubicados en la zona B cumplirán con los requisitos señalados para puentes ubicados en la zona A y además con los que se indican en esta sección.

Para columnas rectangulares el área total de la sección transversal de un estribo rectangular debe ser:

$$A_{sh} = 0.30ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (1.14)$$

ó

$$A_{sh} = 0.12ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (1.15)$$

lo que resulte mayor.

donde:

- a separación vertical entre estribos, (cm), con un máximo de 15 cm.
- $A_c$  área del núcleo de la columna comprendida entre los bordes exteriores del acero de refuerzo transversal, (cm<sup>2</sup>).
- $A_g$  área de la sección transversal total de la columna, (cm<sup>2</sup>).
- $A_{sh}$  área total de la sección transversal de los estribos incluyendo los amarres transversales. La separación vertical de este refuerzo es a y el refuerzo cruza una sección con una dimensión de núcleo  $h_c$ .
- $f'_c$  resistencia a compresión especificada para el concreto, (kg/cm<sup>2</sup>).
- $f_{yc}$  esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal, (kg/cm<sup>2</sup>).
- $h_c$  dimensión del núcleo de la columna en la dirección en consideración, (cm).
- $\rho_s$  relación del volumen del refuerzo en espiral al volumen del núcleo de concreto.

Para columnas circulares la relación volumétrica del refuerzo en espiral ó zuncho,  $\rho_s$ , será la que se indica para puentes ubicados en la zona B:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (1.16)$$

ó

$$A_{sh} = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (1.17)$$

lo que sea mayor.

La separación del refuerzo transversal para confinamiento que se proporcionará en las partes superior e inferior de la columna será la que resulte mayor de:

- una longitud igual a la dimensión máxima de la sección de la columna, o
- un sexto de la altura libre de la columna o
- 45 cm.

Para puentes ubicados en las zonas C, D y E solo se hace énfasis en la separación máxima del refuerzo transversal la cual no deberá exceder de:

- la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento transversal o
- 10 cm.

#### **I.4. Especificaciones de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)**

##### **Consideraciones generales**

Las especificaciones AASHTO, LRFD, en su tercera edición publicada en 2004, indica que las cargas sísmicas se deberán tomar como solicitaciones horizontales determinadas de acuerdo con los requisitos que más adelante se indican en base al coeficiente de respuesta elástica,  $C_{sm}$ , y al peso equivalente de la superestructura, y se deberán ajustar aplicando el factor de modificación de la respuesta, R.

Las cargas sísmicas son el producto del coeficiente de respuesta elástica,  $C_{sm}$ , por el peso equivalente de la superestructura, el peso equivalente es función del peso real y de la configuración del puente, y se incluye automáticamente en los métodos de análisis unimodal y multimodal.

Los requisitos que se presentan en estas especificaciones se aplicarán para puentes con superestructuras de losas convencionales, vigas de alma llena, vigas cajón y armaduras, con longitudes no mayores de 150 m. No considera los efectos sísmicos en el caso de alcantarillas rectangulares y estructuras enterradas, excepto cuando éstas atraviesan fallas activas.

##### **Análisis sísmico**

Esta sección describe métodos de análisis adecuados para el diseño y la evaluación de puentes, y se limita a la modelación de las estructuras y a la determinación de las solicitaciones.

En general, las estructuras de los puentes se han de analizar elásticamente. Sin embargo, esta sección permite análisis inelásticos o redistribución de las solicitaciones en algunas superestructuras de vigas continuas. Se especifica un análisis inelástico para elementos comprimidos que se comportan inelásticamente y como alternativa para los estados límites correspondientes a eventos extremos.

##### **Análisis estático**

Este análisis se aplica a puentes de un solo tramo y rectos considerando lo siguiente:

- Si la longitud de tramo de una superestructura con secciones transversales cerradas torsionalmente rígidas es mayor que 2,5 por su ancho, la superestructura se puede idealizar como una sola viga.
- Los segmentos de superestructuras horizontalmente curvas de secciones cerradas rígidas a la torsión cuyo ángulo central subtendido por un tramo o porción curva del mismo es menor que  $12.0^\circ$  se pueden analizar como si el segmento fuera recto.

AASHTO para obtener las solicitaciones debido a la ocurrencia de un sismo en un análisis estático se apoya básicamente en dos métodos los cuales son:

- **Métodos de análisis aproximados.** En lugar de un análisis, estará permitido emplear ayudas para el diseño de tableros que contienen elementos prefabricados, siempre que el comportamiento del tablero esté documentado y avalado por evidencia técnica suficiente y también estará permitido para puentes de viga y losa.
- **Métodos de análisis refinados.** En estos análisis se deben considerar las relaciones de aspecto de los elementos, la posición y número de nodos y demás características topológicas que podrían afectar la precisión de la solución analítica.

### Análisis dinámico

Para analizar el comportamiento dinámico de un puente se deberán modelar las características de rigidez, masa y amortiguamiento de los componentes estructurales.

El número mínimo de grados de libertad incluido en el análisis se deberá basar en el número de frecuencias naturales a obtener y en la confiabilidad de las formas supuestas para los modos.

La masa se deberá modelar considerando el grado de discretización del modelo y los movimientos anticipados. El puente se deberá modelar de manera consistente con los grados de libertad seleccionados para representar los modos y frecuencias naturales de vibración. La rigidez de los elementos del modelo se definirá de manera que sea consistente con el puente modelado.

- **Método espectral de un solo modo.** El método de análisis espectral de un solo modo se deberá basar en el modo fundamental de vibración ya sea en la dirección longitudinal o en la dirección transversal. La forma de este modo se puede hallar aplicando una carga horizontal uniforme a la estructura y calculando la deformada correspondiente. El periodo natural se puede determinar a partir del coeficiente de respuesta sísmica elástica,  $C_{sm}$ , y el correspondiente desplazamiento espectral. Esta amplitud se deberá utilizar para determinar las solicitaciones.
- **Método de la carga uniforme.** El método de la carga uniforme se deberá basar en el modo de vibración fundamental ya sea en dirección longitudinal o en dirección transversal. El periodo de este modo de vibración se deberá tomar como el de un único oscilador masa-resorte equivalente. La rigidez de este resorte equivalente se deberá calcular usando el máximo desplazamiento que ocurre cuando al puente se aplica una carga lateral arbitraria uniforme. El coeficiente de respuesta elástica sísmica elástica,  $C_{sm}$ , se deberá usar para calcular la carga sísmica uniforme equivalente a partir de la cual se han de hallar las solicitaciones sísmicas.



- **Método espectral multimodal.** El método de análisis espectral multimodal se deberá usar en puentes en los cuales hay acoplamiento en más de una de las tres direcciones dentro de cada modo de vibración. Como mínimo para representar la estructura se deberá usar un análisis dinámico lineal en base a un modelo tridimensional.

El número de modos incluidos en el análisis debería ser al menos tres veces el número de tramos del modelo. Para cada modo se deberá usar el espectro de respuesta sísmica elástica correspondiente.

Los desplazamientos y fuerzas en los elementos se pueden estimar combinando los respectivos valores de las respuestas (momento, fuerza, desplazamiento o desplazamiento relativo) obtenidos de los modos individuales mediante el método de Combinación Cuadrática Completa (CQC).

- **Método paso a paso.** Se deberá determinar la sensibilidad de la solución numérica al tamaño del intervalo de tiempo usado para el análisis. También se debe realizar un estudio de sensibilidad para investigar los efectos de las variaciones respecto de las propiedades histeréticas supuestas para los materiales.

#### **Análisis mediante modelos físicos**

- **Ensayo de modelos a escala.** Para establecer y/o verificar el comportamiento estructural el propietario puede requerir que se ensayen modelos a escala de la estructura o partes de la misma. Las propiedades dimensionales y materiales de la estructura, así como sus condiciones de borde y cargas, se deberán modelar de la manera más precisa posible; para los análisis dinámicos se deberán escalar los efectos inerciales, carga/excitación y amortiguamiento, según corresponda.
- **Ensayo de puentes existentes.** Los puentes existentes se pueden equipar con instrumentos de medición para obtener resultados correspondientes a diferentes condiciones de tráfico, y/o se pueden someter a diferentes cargas ambientales o vehículos especiales a fin de establecer las sollicitaciones y/o la capacidad del puente.

#### **Requisitos para el diseño sismorresistente de columnas**

Estas especificaciones se basan en el trabajo realizado por el Applied Technology Council (ATC) durante los años 1979-1980. El terremoto de Loma Prieta ocurrido en 1989 permitió una mejor comprensión del comportamiento de los detalles del concreto ante sollicitaciones sísmicas. El terremoto de Loma Prieta confirmó la vulnerabilidad de las columnas sin adecuado confinamiento del núcleo y sin adecuado anclaje del refuerzo longitudinal.

El objetivo del diseño sísmico de columnas de concreto reforzado del AASHTO, es proponer un detallado que asegure la formación de articulaciones plásticas, la cual evite la falla a cortante para asegurar una adecuada ductilidad ante sismos de diseño.

### Requisitos para refuerzo longitudinal

De acuerdo al AASHTO LRFD (2004) el área del refuerzo longitudinal no deberá ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 del área transversal bruta,  $A_g$ .

### Requisitos para refuerzo transversal

Para una columna rectangular, el área bruta total,  $A_{sh}$ , de refuerzo de estribos de columna no deberá ser menor que:

$$A_{sh} = 0.30sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (1.18)$$

ni que:

$$A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_y} \quad (1.19)$$

donde:

- s      separación vertical de los estribos (mm)
- $A_c$     área del núcleo de la columna (mm<sup>2</sup>)
- $A_g$     área bruta de la columna (mm<sup>2</sup>)
- $A_{sh}$     área total de los estribos, incluyendo los estribos adicionales o suplementarios, con separación vertical "s" que atraviesa una sección cuyo núcleo tiene la dimensión  $h_c$  (mm<sup>2</sup>)
- $f'_c$     resistencia a compresión del concreto a 28 días (MPa)
- $f_y$     esfuerzo nominal de fluencia especificada del refuerzo en espiral (MPa)
- $h_c$     dimensión del núcleo de la columna en la dirección considerada (mm)

Para una columna circular la cuantía volumétrica de refuerzo en espiral,  $\rho_s$ , no deberá ser menor que:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (1.20)$$

ni que:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \quad (1.21)$$

La separación del refuerzo transversal de confinamiento no deberá ser mayor que:

- un cuarto de la mínima dimensión del elemento, ni
- 100 mm.

## I.5. ATC-32 (1996) Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations

### **Análisis sísmico**

Este reglamento considera los siguientes métodos de análisis para calcular las sollicitaciones sísmicas debidas a sismos.

### **Análisis estático equivalente**

Es una aplicación del método estático donde la fuerza se obtiene de los espectros de diseño con el período del puente. El método se aplica para las dos formas diferentes de comportamiento del puente:

- a) Si la superestructura se desplaza como cuerpo rígido, la fuerza lateral se distribuye por el área tributaria correspondiente a cada columna del puente; en este caso es un análisis estático simple.
- b) Si se considera que el tablero del puente es flexible, la fuerza lateral se distribuye en proporción al desplazamiento de los nudos donde se concentraron las masas, lo que implica hacer el análisis estático por deformación.

Este método se aplica para puentes con uno o dos claros uniformes, pequeño esviaje, con rigidez aproximadamente igual en elementos de soporte, así como para puentes que respondan sólo a un modo de vibrar, y donde un análisis dinámico no brinda más información de su comportamiento.

Este reglamento indica que la distribución de fuerzas sísmicas deberá considerar la rigidez de la superestructura y de los soportes (marcos, pilas, columnas, etc.), así como las restricciones en los estribos. El código indica que la fuerza obtenida antes de reducir por sobrerresistencia y ductilidad no debe ser menor que 0.4 veces el peso total del puente, ya que este valor es la aceleración mínima del suelo.

### **Método estático inelástico**

En este análisis se utilizan cargas laterales estáticas distribuidas, considerando el primer modo fundamental de vibración del sistema, el análisis se aplica para revisar capacidad de carga y deformación última de un sistema previamente diseñado. El método es conocido como análisis Pushover. Se inicia aplicando una carga lateral en la estructura la cual se incrementa después de registrar el desplazamiento correspondiente. Con la nueva carga incrementada se realiza el análisis a partir de la configuración deformada por la carga anterior y se realizan los cambios necesarios en las propiedades geométricas e inelásticas del material, para obtener un nuevo desplazamiento. El proceso se repite y termina cuando uno o varios elementos alcancen la falla previamente definidos por su modelo de comportamiento fuerza-deformación. Para mayor información se recomienda revisar el trabajo de Priestley, Seible y Calvi (1996).

## Requisitos para el diseño sismorresistente de columnas

En este reglamento se busca diseñar columnas de concreto reforzado con comportamiento dúctil, con base en un diseño por capacidad en el que se implementa un detallado adecuado para resistir las fuerzas sísmicas.

### Refuerzo longitudinal

Se recomienda un refuerzo longitudinal, en donde la cuantía de refuerzo oscile entre 1% y 4% del área de la sección transversal de la columna.

### Refuerzo transversal

Para columnas con estribos rectangulares y ganchos, el área total efectiva en cada dirección principal,  $A_{sh}$ , no debe ser menor que la ecuación dada por:

$$A_{sh} = 0.12s_t h_c \frac{f'_{ce}}{f_{yh}} \left[ 0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_{ce} A_g} \right] + 0.13s_t h_c (\rho_1 - 0.01) \quad (1.22)$$

donde:

- $s_t$       espaciamiento del refuerzo transversal
- $h_c$       dimensión del núcleo de la columna medida centro a centro de refuerzo de confinamiento perpendicular a la dirección del estribo.

En la región de articulaciones plásticas de columnas dúctiles, la cuantía volumétrica  $\rho_s$ , de acero transversal formado por espirales o estribos circulares no debe ser menor que:

$$\rho_s = 0.16 \frac{f'_{ce}}{f_{yh}} \left[ 0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_{ce} A_g} \right] + 0.13(\rho_1 - 0.01) \quad (1.23)$$

ni menor que:

$$\rho_s = 0.002n_b \quad (1.24)$$

donde

- $\rho_1$       cuantía del refuerzo longitudinal
- $P_e$       carga axial de diseño
- $f'_{ce}$       es 1.3 veces la resistencia del concreto simple
- $n_b$       número de barras longitudinales contenidas en la sección que pueden estar sujetas a pandeo inelástico cuando el recubrimiento se desprende

Adicionalmente, el máximo espaciamiento del refuerzo transversal en la región plástica de miembros en compresión no deberá exceder alguna de las siguientes tres posibilidades:

- Menor de un quinto de la menor dimensión transversal de la columna.
- Seis veces el diámetro nominal del acero de refuerzo longitudinal
- Ocho pulgadas

En elementos donde los requisitos para el refuerzo transversal estén basados en análisis de momento-curvatura de la sección, y en una evaluación de la rotación plástica  $\theta_p$  requerida por el elemento, el ATC-32 recomienda que la cantidad de refuerzo transversal proporcionado en la región plástica no sea menor que:

$$\rho_s = 0.09(\epsilon_{cu} - 0.004) \frac{f'_{cc}}{1000} \quad (1.25)$$

donde,  $f'_{cc}$  es la resistencia a compresión del concreto confinado, calculada con el procedimiento propuesto por Mander et al (1984), y  $\epsilon_{cu}$  es la deformación en compresión requerida.

## I.6. California Department of Transportation (Caltrans, 2006)

### Consideraciones generales

De acuerdo a las Especificaciones de Diseño para puentes del Departamento de Transporte de California de los Estados Unidos (Caltrans, California Department of Transportation), Bridge Design Specifications (BDS), todas las estructuras deben ser diseñadas para resistir movimientos sísmicos considerando la relación del sitio con las fallas activas, la respuesta sísmica de los suelos en el sitio y las características de la respuesta dinámica de la estructura en conjunto y sus componentes individuales con el Criterio de Diseño Sísmico (SDC, Seismic Design Criteria) del Caltrans.

De acuerdo a este reglamento, todos los puentes deben ser diseñados para reunir uno de los criterios de desempeño sísmico, expresados en términos de niveles de servicio y niveles de daño los cuales se muestran en la tabla 1.3.

**Tabla 1.3 Criterio de desempeño sísmico**

Movimiento del suelo en sitio	Nivel de daño y servicio posterior al sismo	
	Puente ordinario	Puente importante
Evaluación funcional Movimiento de la tierra	Servicio: Inmediato Daño: Reparable	Servicio: Inmediato Daño: Mínimo
Evaluación segura Movimiento de la tierra	Servicio: Limitado Daño: Significante	Servicio: inmediato Daño: Reparable

### **Análisis sísmico**

El objetivo del análisis sísmico es evaluar las demandas y capacidades de deformación en el sistema estructural y sus componentes individuales. Los análisis estáticos equivalentes y los análisis dinámicos elásticos lineales son las herramientas analíticas apropiadas para estimar las demandas de desplazamiento para puentes estándar ordinarios. Los análisis estáticos inelásticos son la herramienta analítica apropiada para establecer las capacidades de desplazamiento para puentes estándar ordinarios.

### **Análisis estático equivalente**

El análisis estático equivalente se ajusta mejor para estructuras o marcos individuales con claros bien balanceados y rigideces distribuidas uniformemente donde la respuesta puede ser capturada por un modo transnacional predominante de vibración.

La carga sísmica debe ser aceptada como una fuerza horizontal estática equivalente aplicada a marcos individuales. La fuerza aplicada total debe ser igual al producto del espectro de respuesta de aceleración y el peso tributario. La fuerza horizontal debe ser aplicada en el centro de masa de la superestructura y horizontalmente distribuida en proporción a la distribución de masa.

### **Análisis dinámico elástico**

El análisis dinámico elástico debe ser usado para estimar las demandas de desplazamiento para estructuras donde el análisis estático equivalente no proporcione una adecuada estimación del comportamiento dinámico. El número de grados de libertad y el número de modos considerados en el análisis deben ser suficientes para capturar al menos 90% de la participación de masa en las direcciones longitudinal y transversal.

Los resultados modales del análisis dinámico elástico deben ser combinados usando el método de la combinación cuadrática completa (CQC).

### **Análisis estático inelástico**

Comúnmente llamado análisis "Pushover", debe ser usado para determinar las capacidades de desplazamiento de una estructura o marco cuando alcanza su límite de estabilidad estructural, este análisis debe ser realizado usando las propiedades del material de los miembros modelados. El análisis estático inelástico es un análisis lineal incremental, el cual captura el comportamiento no lineal en conjunto de los elementos, empujándolos lateralmente hasta iniciar la acción plástica. Cada incremento empuja al marco lateralmente, a través de todas las etapas posibles, hasta que el mecanismo de colapso potencial es alcanzado.

## Requisitos para el diseño sismorresistente de columnas

### Refuerzo longitudinal

Caltrans en sus Especificaciones de diseño de Puentes (Bridge Design Specifications) para columnas de concreto reforzado recomienda que la cuantía no debe ser menor de 1% y no mayor de 8%. También recomienda que el número mínimo de barras de refuerzo longitudinal deberá ser de seis barras en un arreglo circular y cuatro barras en un arreglo rectangular, de igual forma recomienda que el tamaño mínimo de barras deberá ser del número 5.

### Refuerzo transversal

El área de la sección transversal  $A_{sh}$  del refuerzo del estribo para una columna rectangular no debe ser menor de:

$$A_{sh} = 0.30s_t h_c \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (1.26)$$

donde:

- $s_t$  separación vertical de los estribos, (pulg)
- $h_c$  dimensión del núcleo de la columna medida centro a centro de refuerzo de confinamiento perpendicular a la dirección del estribo.
- $A_g$  área de la sección transversal, (pulg<sup>2</sup>)
- $A_c$  área del núcleo de la columna (pulg<sup>2</sup>)
- $f'_c$  resistencia a compresión del concreto (lb/pulg<sup>2</sup>)
- $f_y$  esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo (lb/pulg<sup>2</sup>)

En zonas de articulación plástica,  $A_{sh}$  no debe ser menor de cualquiera de las ecuaciones siguientes:

$$A_{sh} = 0.30s_t h_c \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left( 0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (1.27)$$

ó

$$A_{sh} = 0.12s_t h_c \frac{f'_c}{f_y} \left( 0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (1.28)$$

donde:

- $P_e$  carga axial de diseño (lb)

cualquiera que resulte mayor, pero no menor que el requerido por la ecuación (1.30).

La cuantía de mínima de refuerzo en hélice o espiral  $\rho_s$  para columnas circulares no debe ser menor del valor dado por:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (1.29)$$

En la zona de articulación plástica potencial,  $\rho_s$  no debe ser menor que:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \left( 0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (1.30)$$

para columna con diámetro menor o igual a 1 m (3 ft).

Sin embargo,  $\rho_s$  no debe ser menor que el requerido por la ecuación (1.33).

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \left( 0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (1.31)$$

para columnas con diámetro mayor a 1 m (3 ft).

La separación mínima de estribos es de 50 mm, mientras que la separación máxima se toma como el menor de los siguientes valores:

- Una quinta parte de la dimensión mínima de la sección
- 200 mm
- 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal

## 1.7. Eurocódigo 8. Disposiciones para el diseño sísmico de puentes (1998)

### Consideraciones generales

La filosofía de proyecto de esta Norma, relativa a la resistencia sísmica de puentes, se basa en el requisito general de que tras el evento sísmico de diseño, se puedan mantener las comunicaciones de emergencia con una confiabilidad apropiada.

La cuantificación de una componente del movimiento sísmico debe llevarse a cabo mediante el uso de un espectro de respuesta, un espectro de potencia o un acelerograma, según se describe ampliamente en este reglamento (Eurocódigo 8, 1998).

### Análisis sísmico

El Eurocódigo para evaluar las solicitaciones debidas a los efectos sísmicos emplea los siguientes métodos:



---

---

## Análisis dinámico lineal

**Método del espectro de respuesta.** El cálculo con espectro de respuesta es un análisis dinámico que contempla todos los modos significativos de la estructura usando las ordenadas del espectro de diseño. La respuesta conjunta se obtiene mediante combinación estadística de las contribuciones modales máximas. Este tipo de análisis puede aplicarse en todos los casos en que sea admisible un cálculo lineal.

El valor máximo probable  $E$  del efecto de una acción (esfuerzos, desplazamientos, etc.) se tomará en general igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales  $E_i$  (regla SRSS).

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \quad (1.32)$$

Este efecto se supondrá actuando en ambos sentidos.

**Método del modo fundamental.** Se pueden obtener fuerzas estáticas equivalentes a las sísmicas a partir de las fuerzas de inercia correspondientes al período fundamental de vibración de la estructura en la dirección en estudio, mediante la correspondiente ordenada del espectro de respuesta del proyecto. El método incluye también simplificaciones relativas a la forma del primer modo y a la estimación del período fundamental.

Según las características específicas de cada puente este método puede aplicarse con tres tipos de modelos:

- a) El modelo de tablero rígido
- b) El modelo de tablero flexible
- c) El modelo de pila única

Puede aplicarse el método en todos los casos en que el comportamiento dinámico de la estructura pueda aproximarse adecuadamente mediante un sistema de un grado de libertad.

## Métodos lineales alternativos

- **Cálculo con espectros de potencia.** A partir del espectro de densidad de potencia de las aceleraciones se efectuará un análisis lineal aleatorio de la estructura, bien aplicando un análisis modal o matrices de respuesta dependientes de la frecuencia.

Los efectos elásticos de la fuerza sísmica se definirán como el valor medio de la distribución de probabilidad del máximo valor extremo de la respuesta durante la duración considerada en el modelo sísmico.

- **Análisis con series temporales.** En un análisis con acelerogramas, los efectos de la acción sísmica se identificarán con los valores medios del conjunto de las respuestas extremas calculadas para cada acelerograma del conjunto.

- **Análisis no lineal en el dominio del tiempo.** Se puede obtener la evolución temporal de la respuesta mediante integración numérica directa de las ecuaciones diferenciales no lineales del movimiento. Los datos serán series temporales representativas del movimiento del suelo (acelerogramas).

A menos que se indique lo contrario este método sólo puede utilizarse en combinación con un análisis con espectro de respuesta tipo, para obtener una idea de la respuesta post-elástica y la comparación entre las demandas y las disponibilidades de ductilidad.

### Requisitos para el diseño sismorresistente de columnas

Las recomendaciones a este respecto se basan en asegurar una ductilidad mínima en curvatura/rotación de las articulaciones plásticas de las estructuras.

#### Refuerzo longitudinal

En las regiones con formación potencial de articulaciones plásticas la relación  $P/A_g f'_c$ , excede de 0.08, la cuantía del refuerzo de confinamiento esta dada por:

$$\omega_{wd} = \frac{\rho_w f_{yd}}{f_{cd}} \quad (1.33)$$

donde:

- $\omega_{wd}$  índice de refuerzo longitudinal
- $\rho_w$  cuantía geométrica de armadura transversal
- $f_{yd}$  esfuerzo nominal de fluencia del acero longitudinal
- $f_{cd}$  resistencia a compresión del concreto

La cantidad mínima del refuerzo de confinamiento debe calcularse como sigue:

Para estribos rectangulares y circulares

$$\omega_{wd,r} \geq 1.74 \frac{A_c}{A_{cc}} (0.009\mu_c + 0.17)\eta_k \quad 0.07 \geq 0.012 \quad (1.34)$$

donde

- $A_c$  área de la sección bruta de concreto
- $A_{cc}$  área del núcleo de concreto confinado
- $\mu_c$  curvatura en ductilidad requerida
- $\eta_k$  esfuerzo axial reducido  $P/A_g f'_c$

Para estribos circulares (espirales)

$$\omega_{wd,c} = 1.4\omega_{wd,r} \geq 0.08 \quad (1.35)$$

### Refuerzo transversal

Para secciones rectangulares la cuantía geométrica de refuerzo transversal se define mediante:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb} \quad (1.36)$$

donde

$A_{sw}$  área total de estribos en la dirección de confinamiento  
 $s$  separación de estribos en la dirección longitudinal  
 $b$  dimensión del núcleo de concreto perpendicular a la dirección de confinamiento en estudio, medida al exterior del cerco perimetral.

Para secciones circulares la proporción volumétrica  $\rho_w$  del refuerzo en espiral respecto al núcleo de concreto es:

$$\rho_w = \frac{4A_{sp}}{D_{sp}s} \quad (1.37)$$

donde:

$A_{sp}$  área del estribo circunferencial o espiral  
 $D_{sp}$  diámetro del estribo circunferencial o espiral  
 $s$  separación entre estribos

Tanto para secciones rectangulares como para secciones circulares, la separación entre estribos debe cumplir con las siguientes limitaciones:

- $s \leq 6$  diámetros de las barras longitudinales
- $s \leq 1/5$  de la menor dimensión del núcleo de concreto

La cantidad mínima del refuerzo transversal es:

$$\frac{A_t}{s} = \sum \frac{A_s f_{ys}}{1.6f_{yt}} \quad (\text{mm}^2/\text{m}) \quad (1.38)$$

$A_t$  área de una grapa o estribo  
 $s$  distancia entre grapas o estribos  
 $\sum A_s$  suma de las áreas de las barras longitudinales sujetas mediante la grapa o estribo  
 $f_{yt}$  esfuerzo nominal de fluencia de las grapas o estribos  
 $f_{ys}$  esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo longitudinal

## I.8. Comparación de los criterios de análisis y diseño sísmico de los reglamentos

La tabla 1.4 muestra algunos de los criterios que utilizan los reglamentos en estudio, nacionales e internacionales. Se puede observar que existen muchas similitudes entre los reglamentos, principalmente que la mayoría son basados en resistencia.

**Tabla 1.4 Comparación de los criterios de análisis sísmico de los reglamentos**

Reglamento	Filosofía de diseño	Método de diseño	Efectos de sitio	Criterios de análisis sísmico
RCDF-2004 NTC-2004	Obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable no se presenten fallas estructurales mayores	Basado en resistencia	Zona I. Lomas Zona II. Transición Zona III. Lacustre	1. Simplificado 2. Estático 3. Dinámico: Modal espectral y paso a paso
MDOC-CFE (1993)	Evitar pérdidas de vidas humanas y lesiones a personas durante cualquier temblor, limitar las pérdidas del tipo económico o cultural ante todo sismo y lograr que a raíz de cualquier temblor sigan operando las estructuras que prestan servicios o cumplen funciones esenciales	Basado en resistencia	Tipo I. Firme Tipo II. Intermedio Tipo III. Blando	1. Simplificado 2. Estático 3. Dinámico: Modal espectral y paso a paso
Norma SCT- IMT (2004)	No especifica	Basado en resistencia	Tipo I. Suelos rígidos y estables Tipo II. Arcillas semirígidas Tipo III. Arcillas blandas	1. Simplificado 2. Cuasidinámico 3. Dinámico
AASHTO- LRFD (2004)	Proponer un detallado que asegure la formación de articulaciones plásticas, las cuales eviten la falla a cortante para asegurar una adecuada ductilidad ante el sismo de diseño	Basado en resistencia	Tipo I. Roca Tipo II. Suelos cohesivos rígidos Tipo III. Arcillas blandas o de rigidez media o arenas Tipo IV. Arcillas blandas o limos	1. Experimental 2. Estático 3. Dinámico
ATC-1996	Implica integridad estructural, sin colapso durante un movimiento sísmico	Basado en desplazamiento	No especifica	1. Estático equivalente 2. Estático inelástico (Pushover)
CALTRANS	Resistir movimientos sísmicos considerando la relación del sitio con las fallas activas	Basado en desplazamiento	Suelo competente (A) Suelo pobre (B) Suelo Marginal (C)	1. Estático equivalente 2. Dinámico elástico 3. Análisis estático inelástico (Pushover)
Eurocódigo	Tras el evento sísmico de diseño se puedan mantener las comunicaciones de emergencia con una confiabilidad apropiada	Basado en desplazamiento	No especifica	1. Análisis dinámico lineal 2. Modo fundamental 3. Lineales alternativos

En la tabla 1.5 se observan los requisitos mínimos para el diseño sismorresistente de columnas de concreto reforzado que contemplan los reglamentos en estudio. Como se puede observar, las cuantías de acero longitudinal varían ligeramente de un reglamento a otro; no ocurre lo mismo con las de acero transversal, en las que se puede apreciar que son prácticamente las mismas para el RCDF (2004), MDOC-CFE (1993), Norma SCT-IMT (2004), AASHTO-LRFD (2004) y CALTRANS (2006).

Para la separación mínima de estribos, ocurre algo similar que con las cuantías de acero transversal, la mayoría de los reglamentos converge al mismo criterio.

**Tabla 1.5 Comparación de los criterios de diseño sísmico de los reglamentos**

Reglamento	Cuantía de refuerzo longitudinal	Cuantía de refuerzo transversal	Separación máxima de estribos
RCDF-2004 NTC-2004	<p>Marcos no dúctiles</p> $\rho_{L\text{mín}} = \frac{20}{f_y}$ $\rho_{L\text{máx}} = 0.06$ <p>Marcos dúctiles</p> $\rho_{L\text{mín}} = 0.01$ $\rho_{L\text{máx}} = 0.04$	<p>Marcos no dúctiles</p> $0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \text{ y } 0.12 \frac{f_c'}{f_y}$ <p>Marcos dúctiles</p> <p>Sección circular:</p> $0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \text{ y } 0.12 \frac{f_c'}{f_y}$ <p>Sección rectangular:</p> $0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} s b_c \text{ y } 0.09 \frac{f_c'}{f_{yh}}$	<p>Marcos no dúctiles</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1) <math>269 / \sqrt{f_y}</math> veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete.</li> <li>2) 48 diámetros de la barra del estribo.</li> <li>3) La mitad de la menor dimensión de la columna.</li> </ol> <p>Marcos dúctiles</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1) La cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento;</li> <li>2) Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más grande; o</li> <li>3) 100 mm</li> </ol>
MDOC-CFE (1993)	Recomienda otros reglamentos para el diseño de estructuras de concreto como las NTC-Concreto (2004) del RCDF (2004)	Recomienda otros reglamentos para el diseño de estructuras de concreto como las NTC-Concreto (2004) del RCDF (2004)	Recomienda otros reglamentos para el diseño de estructuras de concreto como las NTC-Concreto (2004) del RCDF (2004)
Norma SCT-IMT (2004)	$\rho_{L\text{mín}} = 0.01$ $\rho_{L\text{máx}} = 0.08$ <p>y para estructuras de las zonas C y D recomienda</p> $\rho_{L\text{máx}} = 0.06$	<p>Sección circular:</p> $0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y}$ <p>Sección rectangular:</p> $0.30 a h_c \frac{f_c'}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \text{ y } 0.12 \frac{f_c'}{f_{yh}}$	<ol style="list-style-type: none"> <li>1) la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento transversal o</li> <li>2) 10 cm.</li> </ol>

Tabla 1.5 (Continuación) Comparación de los criterios de diseño sísmico de los reglamentos

<p>AASHTO-LRFD (2004)</p>	<p><math>\rho_{Lmín} = 0.01</math> <math>\rho_{Lmáx} = 0.06</math></p>	<p>Sección circular: <math display="block">0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \text{ y } 0.12 \frac{f'_c}{f_y}</math> Sección rectangular: <math display="block">0.30sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \text{ y } 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_y}</math></p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1) un cuarto de la mínima dimensión del elemento, ni</li> <li>2) 100 mm.</li> </ol>
<p>ATC (1996)</p>	<p><math>\rho_{Lmín} = 0.01</math> <math>\rho_{Lmáx} = 0.04</math></p>	<p>Sección circular: <math display="block">0.16 \frac{f'_{ce}}{f_{yh}} \left[ 0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_{ce}A_g} \right] + 0.13(\rho_1 - 0.01)</math> <math display="block">\text{ y } \rho_s = 0.002n_b</math> Sección rectangular: <math display="block">0.12s_t h_c \frac{f'_{ce}}{f_{yh}} \left[ 0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_{ce}A_g} \right] + 0.13s_t h_c (\rho_1 - 0.01)</math></p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1) Menor de un quinto de la menor dimensión transversal de la columna.</li> <li>2) Seis veces el diámetro nominal del acero de refuerzo longitudinal</li> <li>3) Ocho pulgadas</li> </ol>
<p>CALTRANS (2006)</p>	<p><math>\rho_{Lmín} = 0.01</math> <math>\rho_{Lmáx} = 0.08</math></p>	<p>Sección circular: <math display="block">\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}</math> en zonas plásticas no debe ser menor que: <math display="block">0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \left( 0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_c A_g} \right)</math> Sección rectangular: <math display="block">0.30s_t h_c \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)</math> en zonas plásticas no debe ser menor que: <math display="block">0.30s_t h_c \frac{f'_c}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left( 0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_c A_g} \right)</math> ni menor que: <math display="block">0.12s_t h_c \frac{f'_c}{f_y} \left( 0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_c A_g} \right)</math></p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1) Una quinta parte de la dimensión mínima de la sección</li> <li>2) 200 mm</li> <li>3) 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal</li> </ol>
<p>Eurocódigo (1998)</p>	<p><math display="block">\omega_{wd} = \frac{\rho_w f_{yd}}{f_{ed}}</math></p>	<p>Sección circular: <math display="block">\rho_w = \frac{4A_{sp}}{D_{sp}s}</math> Sección rectangular: <math display="block">\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb}</math></p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1) <math>s \leq 6</math> diámetros de las barras longitudinales</li> <li>2) <math>s \leq 1/5</math> de la menor dimensión del núcleo de concreto</li> </ol>

## Capítulo II

### Diseño sísmico basado en desplazamiento

#### II.1. Antecedentes

En los últimos años, varios investigadores han trabajado en un diseño sísmico basado en el desempeño de las estructuras. Se considera que ésta es una manera más racional de plantear el problema del diseño sismorresistente. En el diseño por desempeño se busca controlar los niveles de daño que una estructura podría sufrir, cuando se sujeta a una gama completa de sismos que pudieran ocurrir en el sitio donde se ubica (Terán, 1997).

Bajo este enfoque se han propuesto diversos procedimientos de diseño sísmico de columnas de puentes, siendo el diseño basado en desplazamiento la opción más viable, ya 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).

De acuerdo con Sullivan et al. (2003), dentro de los métodos de diseño basado en desplazamiento existen diferentes enfoques: diseño basado en desplazamiento directo (Moehle, 1992; 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 basa en gran medida en el método de la estructura substituta desarrollado por Gulkan y Sozen (1974), para modelar un sistema inelástico con propiedades elásticas equivalentes. Con ese enfoque se busca proveer del apropiado detallado al miembro, en cuanto a tamaño de la sección y cantidad de refuerzo, 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, que depende del estado límite asociado a un nivel de daño.

Saatcioglu y Razvi (2002) han propuesto un método de diseño enfocado a controlar el estado último, en el que los requisitos del refuerzo de confinamiento de columnas se establecen en función del nivel esperado de deformación inelástica, es decir, de la demanda de deformación.

Los procedimientos de diseño propuestos hasta el momento se basan en la revisión de un sólo nivel de desempeño, que usualmente es el de supervivencia. Rivera y Meli (2004) han propuesto un procedimiento de diseño en el que se revisan dos niveles de desempeño: servicio y supervivencia, además de poder establecer una relación entre el nivel de desempeño deseado de la estructura, y el tamaño y refuerzo de la sección, que sean adecuados para satisfacer dicho nivel de desempeño.

## II.2. Procedimiento de Priestley y Calvi (1996)

Priestley y Calvi consideran que el diseño basado en fuerza no es lo suficientemente satisfactorio para representar la respuesta inelástica de los puentes, así como la representación de la rigidez efectiva y el amortiguamiento, la variación en la capacidad de ductilidad, entre otras características. En su trabajo, ellos muestran que estas influencias son representadas con mayor facilidad por un diseño basado en desplazamiento directo.

### Conceptos básicos para aplicar el procedimiento

#### Rigidez elástica

En el diseño basado en fuerza, la rigidez elástica se requiere al inicio del diseño, a fin de que los periodos elásticos de la estructura puedan ser definidos, y también, en una etapa posterior del diseño para distribuir la fuerza de inercia total de diseño para miembros en proporción a su rigidez inicial. Recientemente, se ha reconocido que es inapropiado usar la rigidez no agrietada en el cálculo del periodo. Ahora, se reconoce el hecho de la reducción en la rigidez causada por agrietamiento, y es común usar el 50% del momento de inercia de la sección total ( $0.5I_{total}$ ) en la estimación de la rigidez de la sección.

De manera más real, la rigidez puede ser evaluada con la relación momento-curvatura para una sección de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$EI_{eff} = \frac{M_N}{\phi_y} \quad (2.1)$$

donde,  $M_N$  es la capacidad de momento nominal de la sección, y  $\phi_y$  es la curvatura de fluencia de la representación bilineal equivalente de la curva momento-curvatura.

Se ha aceptado que la más apropiada linealización de relaciones momento-curvatura está dado por un segmento elástico inicial que pasa a través de la primera "fluencia", y se extrapola a la resistencia a flexión nominal,  $M_N$ , y un segmento post-fluencia conectado a la resistencia última y a la curvatura. "La primer fluencia" de la sección está definida como el momento,  $M_y$  y la curvatura  $\phi_y'$  cuando la sección primero logra la deformación de fluencia de la tensión del refuerzo  $\epsilon_y = f_y/E_s$ , o la fibra a compresión extrema de concreto logra una deformación de 0.002, cualquiera que ocurra primero. La fuerza a flexión nominal  $M_N$  se desarrolla cuando el esfuerzo de la fibra a compresión extrema del concreto alcanza 0.004, o el esfuerzo a tensión del refuerzo alcanza 0.015, cualquiera que ocurra primero, por lo tanto la curvatura de fluencia esta dada por:

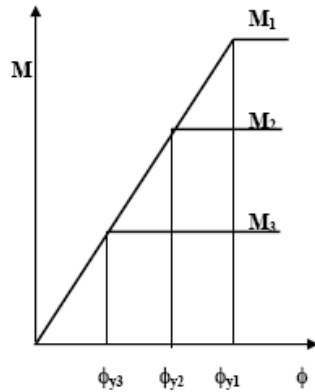
$$\phi_y = \frac{\phi_y' M_N}{M_y} \quad (2.2)$$

De la ecuación (2.1), la curvatura de fluencia es directamente proporcional a la resistencia a flexión:

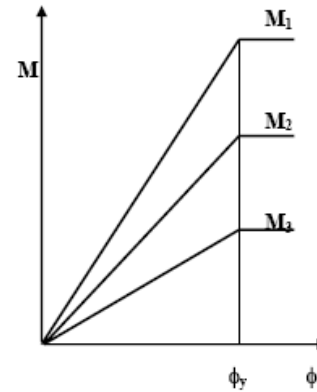
$$\phi_y = \frac{M_N}{EI} \quad (2.3)$$



Esta suposición se ilustra en la figura 2.1(a). La curvatura de fluencia es efectivamente independiente de la resistencia, y es por eso que la rigidez es directamente proporcional a la resistencia a flexión, como es visto en la ecuación (2.1) con  $\phi_y$ , como una constante. La relación correcta se ilustra en la figura 2.1(b).



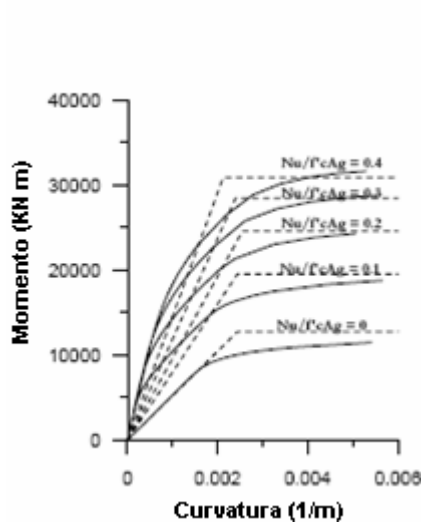
(a) Suposición de diseño (rigidez constante)



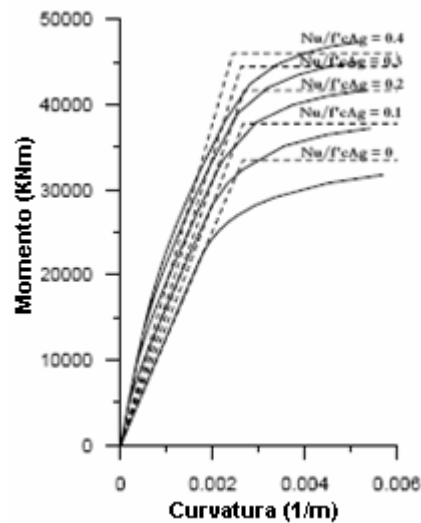
(b) Parte inicial de la curva (curvatura de fluencia constante)

Figura 2.1 Influencia de la resistencia a flexión en la relación Momento-Curvatura

Esta aseveración que la resistencia de la sección y la rigidez son directamente proporcional es directamente ensayada en las figuras 2.2 y 2.3 para puentes de columnas circulares. Una selección de las curvas calculadas momento-curvatura se muestra en la figura 2.2 para dos niveles de la relación del refuerzo a flexión, y un rango de las relaciones de carga axial. Solo la parte inicial de las curvas momento-curvatura ha sido incluida, para ilustrar la región.



(a) Cuantía de acero = 1%



(b) Cuantía de acero = 3%

Figura 2.2 Curvas de momento seleccionadas para columnas circulares de puentes de concreto

Los datos de la serie de análisis para la capacidad de momento nominal y curvatura de fluencia bilineal equivalente están trazados en menor dimensión en la figura 2.3. La influencia de ambas la relación de carga axial y la relación de refuerzo, en la capacidad de momento nominal es como se muestra en la figura 2.3(a), con un rango de ocho pliegues entre valores máximos y mínimos. Por otro lado, se ha visto que la curvatura de fluencia de menor dimensión es comparativamente insensible a variación en la carga axial o a la cuantía de refuerzo longitudinal. Así que la curvatura de fluencia es insensible a la capacidad de momento. El valor promedio de la curvatura de menor dimensión es:

$$\phi_{Dy} = \frac{\phi_y D}{\epsilon_y} = 2.25 \quad (\text{para columnas de sección circular}) \quad (2.4)$$

donde,  $\phi_{Dy}$  es la curvatura de fluencia. Este valor se puede observar en la figura 2.3(b), junto con líneas 10% arriba y 10% abajo del promedio.

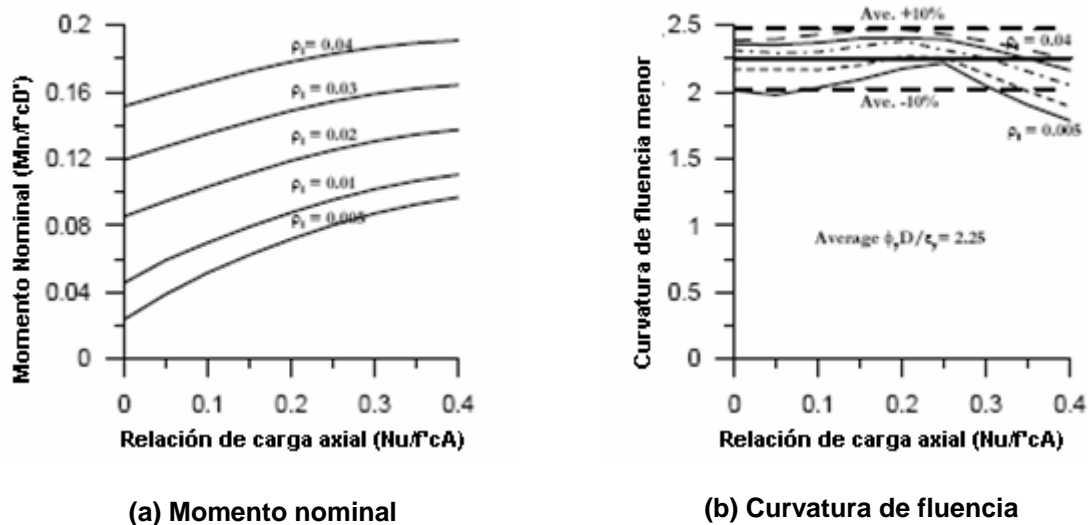


Figura 2.3 Momento nominal y curvatura de fluencia para columnas de puentes de concreto

Los datos de las figuras 2.2 y 2.3 pueden ser usados para determinar la rigidez efectiva de las columnas como una función de la relación de carga axial y cuantía de acero, usando la ecuación (2.1). La cuantía de rigidez efectiva para la rigidez de la sección no agrietada inicial está dada por:

$$EI_{eff} / EI_{gross} = M_N / (\phi_y EI_{gross}) \quad (2.5)$$

### Capacidad de ductilidad de columnas de puentes

Una suposición común del diseño basado en fuerza es que las estructuras de un material particular y clase tienen una capacidad de ductilidad constante. Esto se ve reflejado en la especificación de un factor de reducción de fuerzas constante para todas las estructuras de esa clase. La evaluación simple de las ecuaciones básicas que definen la capacidad

de ductilidad revela que eso es inapropiado. Un ejemplo de la influencia de la geometría estructural sobre la capacidad de desplazamiento es proporcionado en la figura 2.4, la cual compara la capacidad de ductilidad de dos columnas de puente con secciones transversales, cargas axiales y detalles de refuerzo iguales, pero con diferentes alturas. Las dos columnas tienen las mismas curvaturas de fluencia  $\phi_y$  y las curvaturas últimas y por lo tanto el mismo factor de ductilidad de curvatura  $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ . Los desplazamientos de fluencia, sin embargo, se pueden aproximar por:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H^2}{3} \quad (2.6)$$

donde, H es la altura efectiva, y el desplazamiento plástico  $\Delta_p = \Delta_u - \Delta_y$  por:

$$\Delta_p = \phi_p L_p H \quad (2.7)$$

donde,  $\phi_p = \phi_u - \phi_y$  es la capacidad de curvatura plástica. La capacidad de ductilidad de desplazamiento está dada por:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + 3 \frac{\phi_p L_p}{\phi_y H} \quad (2.8)$$

donde  $L_p$  es la longitud de la articulación plástica.

Para puentes de columnas circulares, la longitud de la articulación plástica puede ser expresada como:

$$L_p = 0.008H + 0.022f_y d_b \quad (2.9)$$

donde,  $f_y$  y  $d_b$  son el esfuerzo de fluencia (en MPa) y el diámetro respectivamente.

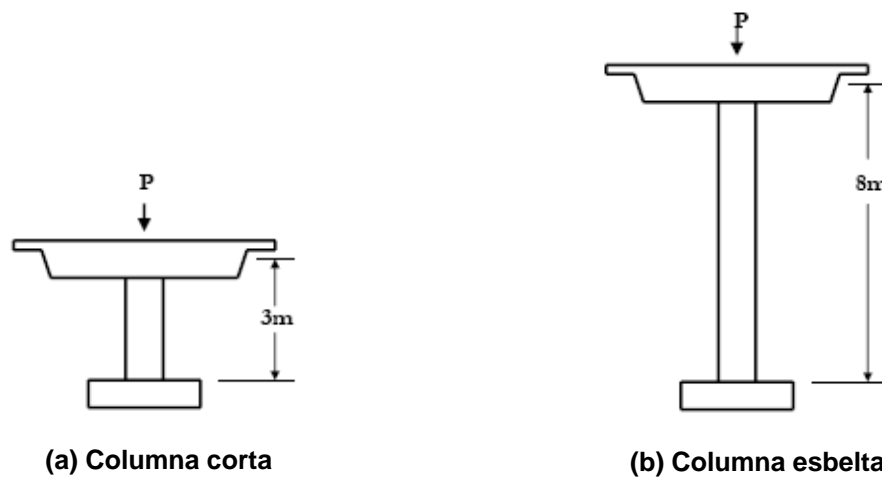
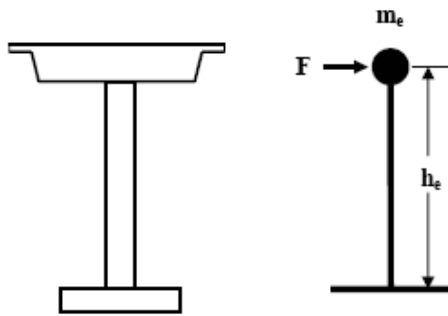


Figura 2.4 Influencia de la altura sobre la capacidad de ductilidad de desplazamiento de columnas circulares

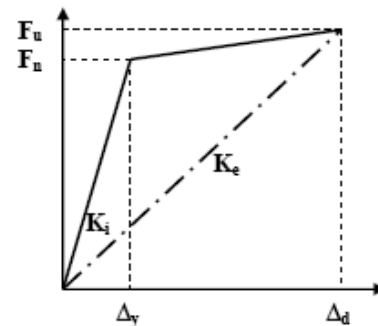
**Descripción del procedimiento de diseño**

El método de diseño basado en desplazamiento directo DDBD (Direct Displacement Based Design) de estos autores se ilustra en la figura 2.5, el cual considera la representación de la columna como un sistema de un grado de libertad, figura 2.5(a). La envolvente bilineal de la respuesta desplazamiento-fuerza lateral de un solo grado de libertad se muestra en la figura 2.5(b). Una rigidez elástica lineal  $k_i$ , es seguida por una rigidez de post-fluencia de  $r_i \cdot k_i$ .

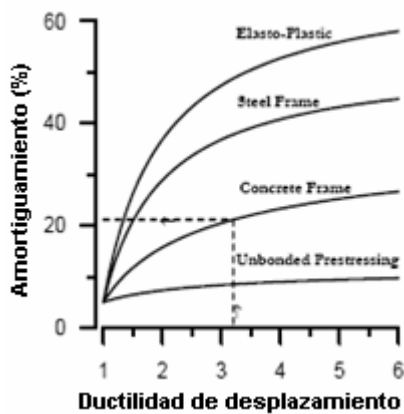
Mientras el diseño sísmico basado en fuerza representa una estructura en términos de elasticidad, pre-fluencia, propiedades (rigidez inicial  $k_i$ , amortiguamiento elástico), el método DDBD representa la estructura por la rigidez secante  $K_e$  en el desplazamiento máximo  $\Delta_d$ , figura 2.5(b), y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi$ , combinación del amortiguamiento elástico con la energía histerética absorbida durante la respuesta elástica. Así, en la figura 2.5(c) se muestra que para un nivel dado de demanda de ductilidad, un edificio de marcos de acero estructural con miembros compactos será asignado a un nivel más alto de amortiguamiento viscoso equivalente que un edificio de marcos de concreto reforzado, o puente de concreto, como consecuencia de los lazos de histéresis más gruesos.



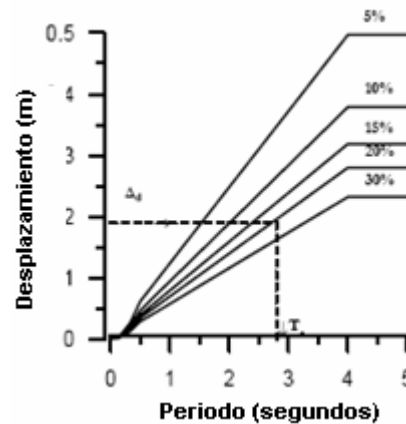
(a) Simulación de un solo grado de libertad



(b) Rigidez efectiva



(c) Amortiguamiento equivalente vs ductilidad



(d) Espectro de desplazamiento de diseño

**Figura 2.5 Fundamentos del diseño sísmico basado en desplazamiento**

Con el desplazamiento de diseño en la respuesta máxima determinada, y el correspondiente amortiguamiento estimado de la demanda de ductilidad esperada, el periodo efectivo  $T_e$  en la respuesta de desplazamiento máximo puede ser leído de una serie de espectros de desplazamiento para diferentes niveles de amortiguamiento, como se muestra en la figura 2.5(d). La rigidez efectiva  $k_e$  del sistema de un grado de libertad equivalente en el desplazamiento máximo puede ser encontrada invirtiendo la ecuación normal para el periodo de un oscilador de un grado de libertad dado por:

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (2.10)$$

donde,  $m_e$  es la masa efectiva de participación de la estructura en el modo fundamental de vibración. De la figura 2.5(b), la fuerza lateral de diseño, la cual es además la fuerza cortante basal de diseño es:

$$F_u = v_B = k_e \Delta_d \quad (2.11)$$

### Criterios para evaluar el desplazamiento objetivo

Es relativamente fácil calcular el desplazamiento de diseño de límites de esfuerzo (tensión). Considere la columna de un puente simple sobre la respuesta transversal, de la figura 2.6(a). Dos posibles secciones de concreto reforzado, una circular y una rectangular se muestran en la figura 2.6(b). El diagrama de deformaciones en la respuesta de desplazamiento máximo se muestra junto con las dos secciones. La deformación a compresión máximo del concreto  $\varepsilon_c$  y el esfuerzo a tensión del refuerzo  $\varepsilon_s$  están desarrollados. Las deformaciones límite son  $\varepsilon_c$  y  $\varepsilon_s$  para concreto a compresión y tensión del acero respectivamente, para el estado de desempeño considerado. Estos no ocurrirán simultáneamente en la misma sección, desde que la profundidad del eje neutro  $c$  es determinado por la cuantía de acero, y la carga axial sobre la sección. Por consiguiente hay dos posibles estados límite de curvaturas, basado en la compresión del concreto y la tensión del refuerzo respectivamente:

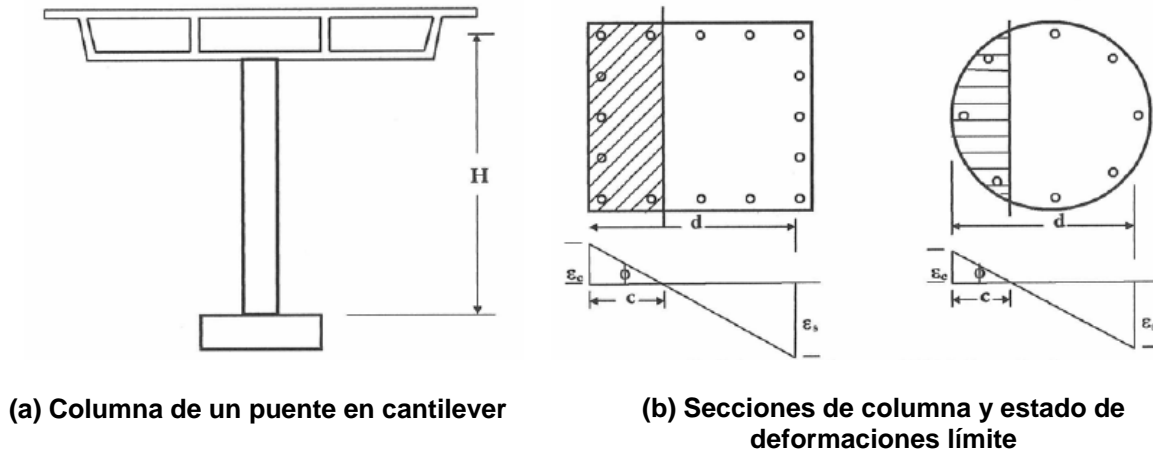
$$\phi_{mc} = \varepsilon_{cm} / c \quad (2.12a)$$

$$\phi_{ms} = \varepsilon_{sm} / (d - c) \quad (2.12b)$$

El menor de  $\phi_{mc}$  y  $\phi_{ms}$  gobernará el diseño estructural. El desplazamiento de diseño puede ser ahora estimado como:

$$\Delta_{ds} = \Delta_y + \Delta_p = \phi_y \frac{H^2}{3} + (\phi_m - \phi_y) L_p H \quad (2.13)$$

donde,  $\phi_m$  es el menor de  $\phi_{mc}$  y  $\phi_{ms}$ ,  $\Delta_y$  es el desplazamiento de fluencia,  $H$  es la altura de la columna (ver figura 2.6) y  $L_p$  es la longitud de la articulación plástica.



**Figura 2.6 Influencia de la resistencia a flexión en la relación Momento-Curvatura**

Si el estado límite tiene un código especificado de límite de distorsión de tendencia no estructural  $\theta_d$  el desplazamiento dado por la ecuación (2.13) debe ser verificado contra:

$$\Delta_{d\theta} = \theta_h \tag{2.14}$$

El menor de los desplazamientos dados por las ecuaciones (2.13) y (2.14) es el desplazamiento de diseño.

La ecuación (2.13) requiere del conocimiento de la curvatura de fluencia  $\phi_y$ . La curvatura de fluencia es una propiedad fundamental de la sección, esencialmente independiente de la resistencia, y dado en forma adimensional por la ecuación  $\phi_y D / \epsilon_y = 2.25$ . Es así posible determinar el desplazamiento de fluencia de diseño, en el inicio del proceso de diseño.

### Amortiguamiento viscoso equivalente

El procedimiento de diseño requiere de las relaciones entre el amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi$  y la demanda de ductilidad de desplazamiento  $\mu$ . El desplazamiento de diseño y la demanda de ductilidad de desplazamiento pueden ser calculados al inicio del proceso de diseño por lo que la demanda de ductilidad de desplazamiento es conocida. Para columnas de puentes, una relación promedio entre demanda de ductilidad de desplazamiento y amortiguamiento viscoso equivalente está dado por:

$$\xi_e = 5 + 95 \left( \frac{1 - \mu^{-0.5}}{\pi} \right) \tag{2.15}$$

donde, el amortiguamiento elástico equivalente es estimado como el 5%.

### Espectro de desplazamiento de diseño

El espectro de desplazamiento de diseño para un amortiguamiento del 5% puede ser generado de un espectro de aceleración usando la relación aproximada:

$$\Delta_{T,5} = \frac{T^2}{4\pi^2} a_{T,5}g \quad (2.16)$$

donde,  $\Delta_{(T,5)}$  y  $a_{(T,5)}$  son la respuesta de desplazamiento y el coeficiente de aceleración para el periodo T y amortiguamiento del 5%, respectivamente.

Basado en el trabajo de Bommer y Faccioli (2000), el periodo pico  $T_c$  entre el incremento lineal y la parte baja del espectro, y el desplazamiento máximo  $\delta_{maz}$  para suelo firme puede ser relacionado para la magnitud de momento  $M_w$  por las expresiones siguientes:

$$T_c = 1.0 + 2.5(M_w - 5.7) \text{ en seg.} \quad (2.17)$$

y

$$\delta_{max} = \frac{10^{(M_w - 3.2)}}{r} \text{ en mm.} \quad (2.18)$$

donde, r es la distancia más cercana del sitio al plano de falla en km. Para roca y sitios de suelo blando, el desplazamiento dado por la ecuación (2.18) debe ser multiplicado por 0.7 y 1.5 respectivamente para representar aproximadamente las condiciones del suelo.

Para acelerogramas normales medidos en menos de 10 km. de la ruptura de falla, los desplazamientos correspondientes a un diferente nivel de amortiguamiento  $\xi$ , pueden ser relacionados para 5% de amortiguamiento por la expresión:

$$\Delta_{T,\xi} = \Delta_{T,5} \left( \frac{10}{5 + \xi} \right)^{0.5} \quad (2.19)$$

En la región cercana a la fluencia, la influencia de los pulsos de la velocidad tal vez reduzca la efectividad del amortiguamiento (y la absorción de la energía histerética). En estas regiones, la ecuación (2.19) probablemente no es conservadora, y se sugiere que se utilice la siguiente ecuación:

$$\Delta_{T,\xi} = \Delta_{T,5} \left( \frac{10}{5 + \xi} \right)^{0.25} \quad (2.20)$$

### II.3. Procedimiento de Kowalsky (1995)

En el trabajo de Kowalsky se presenta un método racional donde la resistencia del miembro y la rigidez dependen del desplazamiento objetivo, contrario al proceso de diseño sísmico tradicional. Kowalsky presenta un procedimiento de diseño basado en desplazamiento que es aplicado para el diseño de columnas de puentes simples.

La base fundamental del diseño sísmico sigue en el supuesto de que un espectro de respuesta de aceleración elástico proporciona los mejores medios para establecer el desempeño requerido de una estructura.

### Criterio de la estructura substituta

El procedimiento de diseño basado en desplazamientos de Kowalsky requiere el uso de la estructura substituta. El criterio de la estructura substituta es un procedimiento donde un sistema inelástico es modelado como un sistema elástico equivalente. El sistema elástico equivalente es conocido como la estructura substituta y tiene propiedades de rigidez efectiva  $K_{eff}$ ; amortiguamiento efectivo  $\zeta$ ; y periodo efectivo  $T_{eff}$ . La figura 2.7 representa una aproximación bilineal de la respuesta estructural fuerza-desplazamiento de un sistema de un grado de libertad. La rigidez de la sección agrietada  $K_{cr}$ , esta basada en el análisis de una sección agrietada en la primera fluencia del refuerzo a flexión. Una rigidez post-fluencia  $K_{eo}$ , esta basada en resultados de un análisis de momento curvatura.

La rigidez efectiva  $K_{eff}$ , es la rigidez secante para el máximo desplazamiento  $\Delta_u$ . El amortiguamiento efectivo  $\zeta$ , está relacionado con la energía histerética absorbida. Puesto que las propiedades efectivas de la estructura substituta son elásticas, un juego de espectros de respuesta elásticos pueden ser usados para el diseño. Por eso, el criterio de la estructura substituta permite un sistema inelástico para ser analizado y diseñado usando espectros de respuesta elásticos.

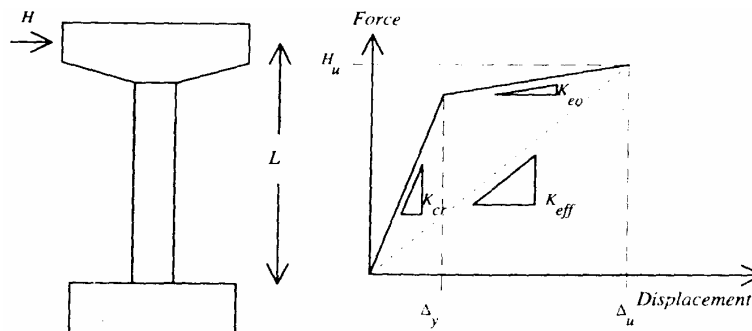


Figura 2.7 Criterio de la estructura substituta para la respuesta sísmica de la columna de un puente

### Adaptación del diseño basado en desplazamiento

El diseño para un desplazamiento dado, se requiere de una serie de espectros de respuesta de desplazamientos. La figura 2.8 representa un espectro de respuesta de desplazamiento para varias relaciones de amortiguamiento, generados a partir de un acelerograma artificial diseñado para satisfacer el Eurocódigo, espectro de respuesta de aceleración de diseño escalado a una aceleración pico de 0.6g. Dados los valores para el desplazamiento específico y el amortiguamiento específico, el espectro de respuesta de desplazamiento elástico puede ser usado para obtener un valor para el periodo efectivo de la estructura substituta,  $T_{eff}$ . La rigidez efectiva  $K_{eff}$ , puede entonces ser calculada y en consecuencia diseñada la estructura.



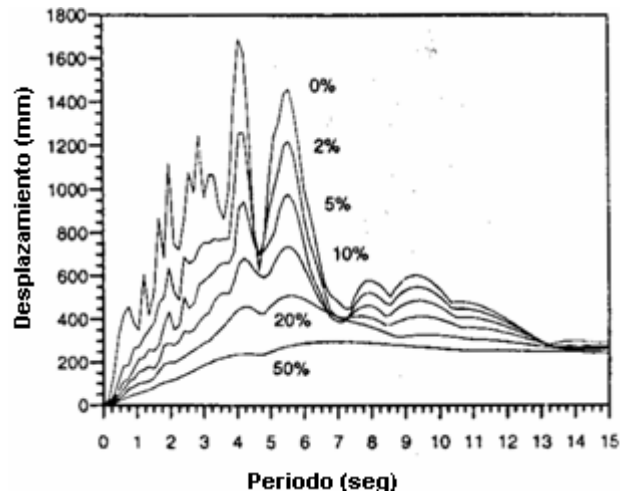


Figura 2.8 Espectro de respuesta de desplazamiento

### Procedimiento de diseño basado en desplazamiento

El siguiente procedimiento ha sido desarrollado para columnas de puentes en cantilever, aunque puede ser usado para columnas que forman marco. Los pasos que sigue este procedimiento se describen a continuación:

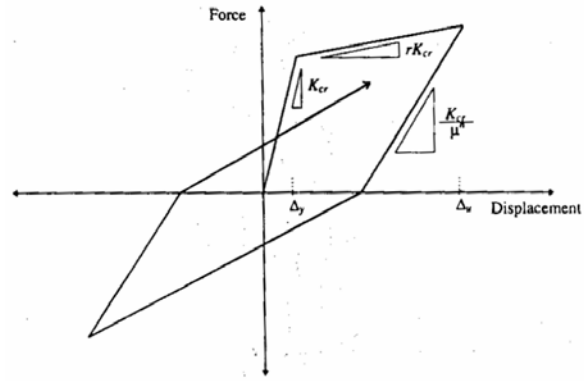
#### 1. Escoger los parámetros iniciales

- a) Definir la carga axial de la columna y el peso de la columna
  - M Masa concentrada en el extremo de la columna
  - L Altura de la columna
- b) Elegir las propiedades del material
  - $f_c$  Resistencia a compresión del concreto
  - $f_y$  Resistencia nominal de fluencia del refuerzo longitudinal
  - E Modulo de elasticidad del concreto
- c) Definir el desplazamiento objetivo,  $\Delta_u$   
 El valor para el desplazamiento objetivo depende del estado límite de diseño; como se comentó al principio de este capítulo.
- d) Elegir una relación de amortiguamiento efectivo  
 La relación de amortiguamiento es deducida considerando el efecto de ductilidad de amortiguamiento y está relacionado por la energía histerética absorbida. La relación mostrada en la figura 2.9(a) está basada en el modelo histerético de Takeda, figura 2.9(b), para un factor de rigidez de descarga de  $n = 0.5$  y una relación de rigidez bilineal de  $r = 0.05$ . También incluye un término adicional de 5% del amortiguamiento viscoso. La relación está dada como:

$$\zeta = 0.05 + \frac{\left(1 - \frac{0.95}{\sqrt{\mu}} - 0.05\sqrt{\mu}\right)}{\pi} \quad (2.21)$$



(a) Demanda de ductilidad de desplazamiento



(b) Modelo histerético de Takeda

Figura 2.9 Amortiguamiento de Takeda

- e) Elegir el espectro de respuesta de desplazamiento  
 El espectro de respuesta de desplazamiento de la figura 2.8 puede ser linealizado como en la figura 2.10.

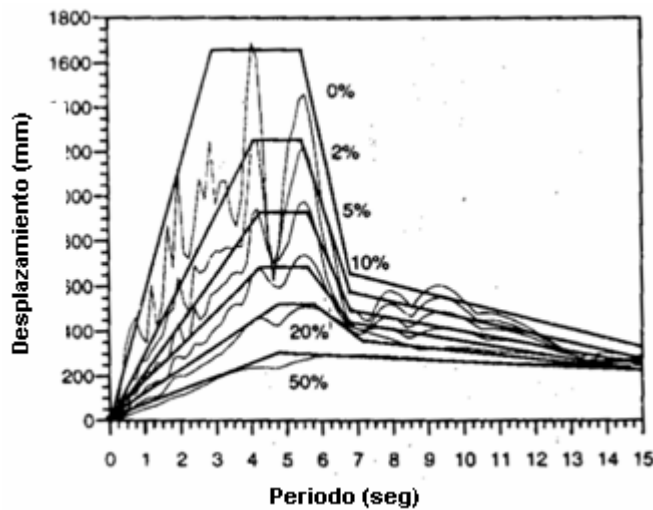


Figura 2.10 Modelo lineal del espectro de respuesta de desplazamiento elástico

**2. Calcular los parámetros para la rigidez efectiva**

- a) Seleccionar el desplazamiento inicial para el desplazamiento de fluencia,  $\Delta_y$   
 El valor siguiente para el desplazamiento de fluencia es sugerido como una suposición inicial, aunque la solución es insensible para este valor:

$$\Delta_y = 0.005L \tag{2.22}$$

- b) Calcular la ductilidad de desplazamiento inicial,  $\mu$

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.23)$$

- c) Determinar el amortiguamiento efectivo,  $\zeta$

Entrar a la curva de amortiguamiento con el valor para la ductilidad encontrada en el inciso b) del punto 2 y obtener la relación de amortiguamiento viscoso equivalente (ver figura 2.9 y ecuación 2.21).

- d) Determinar el periodo efectivo,  $T_{\text{eff}}$

Entrar al espectro de respuesta de desplazamiento con el valor para  $\Delta_u$ , leer en la intersección con la curva de respuesta apropiada (dado por el valor de amortiguamiento del paso 2c), y leer abajo para encontrar el periodo efectivo,  $T_{\text{eff}}$  (ver figura 2.10).

- e) Determinar la rigidez efectiva,  $K_{\text{eff}}$  (ver figura 2.7)

De la consideración de un oscilador de un grado de libertad:

$$K_{\text{eff}} \approx \frac{4\pi^2 M}{T_{\text{eff}}^2} \quad (2.24)$$

### 3. Obtener las fuerzas de diseño

- a) Determinar la fuerza última,  $H_u$ , y el momento último,  $M_u$

Puesto que la estructura substituta es elástica, y refiriendo de nuevo a la figura 2.7,

$$H_u = k_{\text{eff}} \times \Delta_u \quad (2.25)$$

$$M_u = H_u \times L \quad (2.26)$$

- b) Determinar la fuerza de diseño,  $H_d$ , y el momento,  $M_d$

Basándose en el modelo fuerza-desplazamiento ( $r$  es definido como la relación de rigidez  $K_{\text{co}}/K_{\text{cr}}$ ), la estimación inicial de ductilidad,  $\mu$ , y la fuerza última,  $H_u$ , una primera estimación para la fuerza de diseño es obtenida usando la ecuación (2.27):

$$H_d = \frac{H_u}{r\mu - r + 1} \quad (2.27)$$

$$M_d = H_d \times L \quad (2.28)$$

### 4. Diseño de la columna

- a) Estimar un diámetro inicial de columna

Basándose en la experiencia y el valor para el momento de diseño obtenido en el inciso b) del punto 3, se estima un diámetro inicial para la columna.

b) Diseño del refuerzo de la columna

El diseño de la columna es de acuerdo al diámetro escogido, la estimación para el momento de diseño,  $M_d$ , y la carga axial,  $P$ . Se sugiere una cuantía de refuerzo longitudinal en el rango de  $0.70 < \rho_1 < 4\%$ . Si el diseño fluye para  $\rho_1$  fuera de este rango, se debe considerar un diámetro de columna diferente. Incrementando el acero sobre el valor de diseño quizá decremente el desplazamiento, pero es importante notar que si esto es así, el cortante y el refuerzo de confinamiento debe estar basado en la capacidad de momento de la sección revisada de acuerdo con los principios de diseño por capacidad.

c) Estimar la inercia de la sección agrietada

La figura 2.11 representa una relación para la inercia efectiva y la inercia de la sección agrietada que incluye el efecto de la cuantía de acero de refuerzo longitudinal y la carga axial. La figura 2.11 puede ser expresada como:

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.21 + 12\rho_1 + \left[0.1 + 205(0.05 - \rho_1)^2\right] \times \frac{P}{f_c A_g} \quad (2.29)$$

donde,  $I_{cr}$ , es la inercia de la sección agrietada en la primera fluencia,  $I_g$  es la inercia de la sección total y  $A_g$  es el área de la sección total.

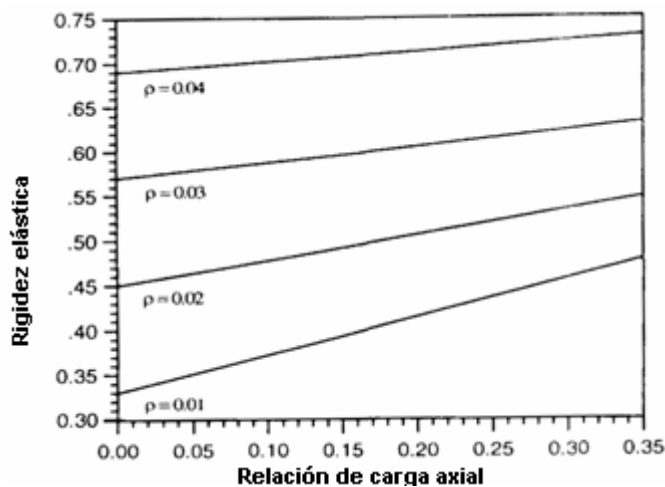


Figura 2.11 Modelo lineal del espectro de respuesta de desplazamiento elástico

d) Calcular la rigidez elástica de la columna

Para un cantilever de un grado de libertad, la rigidez es

$$K_{cr} = \frac{3EI_{cr}}{L^3} \quad (2.30)$$

## 5. Pasos opcionales

El procedimiento trabajará si estos pasos son omitidos, pero el resultado final quizá sea una columna con una cuantía de acero muy alta o sin acero en absoluto. Sin embargo es útil para encontrar el diámetro de la columna.

a) Calcular el periodo de la columna correspondiente a la rigidez elástica,  $T_{cr}$ , como:

$$T_{cr} = \sqrt{\frac{4\pi^2 M}{K_{cr}}} \quad (2.31)$$

b) Calcular la rigidez de post-fluencia  $k_{eo}$ , y el correspondiente periodo  $T_{eo}$ :

$$k_{eo} = r \times k_{cr} \quad (2.32)$$

$$T_{eo} = \sqrt{\frac{4\pi^2 M}{K_{eo}}} \quad (2.33)$$

c) Determinar el estado del problema

Verificando donde el valor para el periodo efectivo no es correcto en relación a  $T_{cr}$  y  $T_{eo}$ , se puede determinar si se procede con el proceso o si se revisa el diseño.

- (1) Si el periodo efectivo,  $T_{eff}$ , está circunscrito pero no cerca a  $T_{cr}$  y  $T_{eo}$ , entonces pasar al paso 6.
- (2) Si el periodo efectivo,  $T_{eff}$ , está circunscrito pero muy cercano al periodo de la sección agrietada,  $T_{cr}$ , entonces procediendo con el diseño basado en desplazamiento fluiría la columna con una cuantía de acero muy alta (generalmente mayor del 4%) y baja demanda de ductilidad. Una mejor solución podría ser incrementar el diámetro de la columna y regresar al paso 4b. La figura 2.12(a) ilustra este escenario en términos de la rigidez efectiva.
- (3) Si el periodo efectivo,  $T_{eff}$ , está circunscrito pero ,muy cercano al periodo de post-fluencia,  $T_{eo}$ , entonces ninguna resistencia puede ser proporcionada y la columna será adecuada. Procediendo con el diseño basado en desplazamiento fluiría una columna con muy bajo refuerzo y alta demanda de ductilidad. Una mejor solución es decrementar el diámetro de la columna o usar la mínima cuantía de refuerzo longitudinal (0.7%). Los principios de diseño por capacidad se deben aplicar cuando el esfuerzo de la columna cambia. La figura 2.12(b) ilustra este escenario en términos de la rigidez efectiva.

## 6. Obtener el desplazamiento de fluencia y verificar la convergencia

a) Calcular el desplazamiento de fluencia,  $\Delta_y$ , basándose en la rigidez del paso 4d:

$$\Delta_y = \frac{H_d}{k_{cr}} \quad (2.34)$$

b) Verificar la convergencia

Si la diferencia entre  $\Delta_y$  del paso 6<sup>a</sup> y  $\Delta_y$  del paso 2<sup>a</sup> es mayor de la tolerancia especificada (se sugiere 5%), entonces regresar al paso 6<sup>a</sup> para obtener una ductilidad de desplazamiento. Los ciclos del procedimiento entre los pasos 2b-6a convergerán.

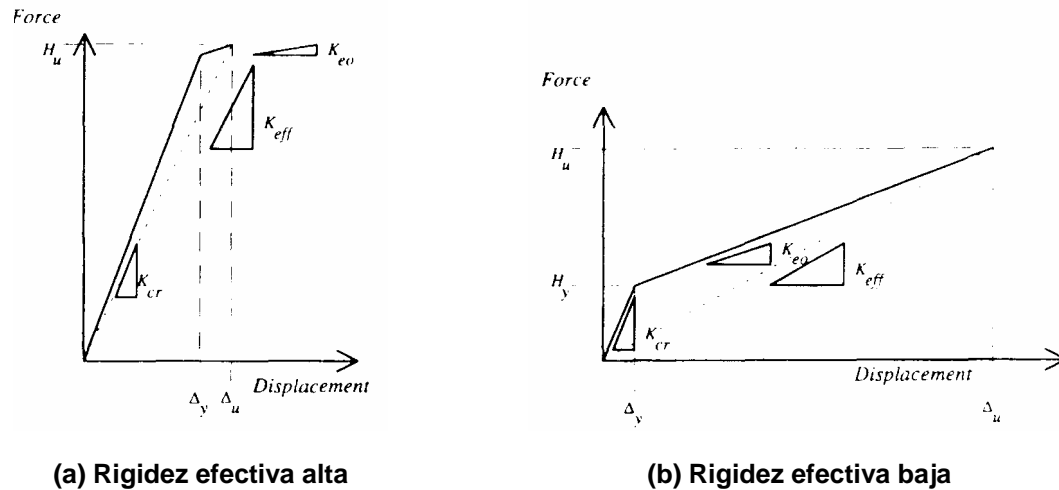


Figura 2.12 Implicaciones de la rigidez efectiva cerca de los extremos del rango de solución

### 7. Diseño por refuerzo transversal

El refuerzo transversal debe ser diseñado para satisfacer los requerimientos de confinamiento y fuerza cortante. Los requerimientos de confinamiento son obtenidos de la ductilidad de desplazamiento requerida por la siguiente relación:

$$\mu_\phi = 1 + \frac{(\mu_\Delta - 1)}{3 \left( \frac{L_p}{L} \right) \left[ 1 - 0.5 \left( \frac{L_p}{L} \right) \right]} \quad (2.35)$$

Por lo tanto, la curvatura última requerida,  $\phi_u$ , se obtiene de:

$$\phi_u = \mu_\phi \phi_y \quad (2.36)$$

donde, la curvatura de fluencia se relaciona con el desplazamiento de fluencia por la expresión:

$$\phi_y = \frac{3\Delta_y}{L^2} \quad (2.37)$$

La deformación en la fibra a compresión extrema requerida  $\epsilon_{cu}$ , en la respuesta máxima es entonces:

$$\varepsilon_{cu} = \phi_u c_u \quad (2.38)$$

donde,  $c_u$  es la profundidad del eje neutro en la respuesta máxima, típicamente encontrado de un análisis momento-curvatura. Finalmente, la relación entre la cuantía de acero volumétrica de refuerzo transversal y la deformación a compresión última está basada en el “balance de energía” aproximación de Mander (1988) y simplificado por Chai (1992), esto es:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (2.39)$$

despejando  $\rho_s$  se obtiene:

$$\rho_s = 0.74(\varepsilon_{cu} - 0.004) \frac{f'_{cc}}{f_{yh} \varepsilon_{sm}} \quad (2.40)$$

En las ecuaciones (2.39) y (2.40),  $f'_{cc}$ , es la resistencia confinada del concreto, la cual puede ser establecida de la aproximación de Mander, y  $f_{yh}$  y  $\varepsilon_{sm}$  son el esfuerzo de fluencia y la deformación en la resistencia última del refuerzo transversal, respectivamente.

#### II.4. Procedimiento de Rivera y Meli (2004)

En el trabajo realizado por Rivera y Meli, se propone un procedimiento de diseño sísmico, basado en desplazamiento, de columnas de puentes de concreto reforzado, en el que se establece el cumplimiento de dos niveles de desempeño: servicio y supervivencia. La capacidad de desplazamiento de las columnas 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.

#### Definición de los estados límites o niveles de desempeño

##### Estado límite de servicio

Para definir este estado límite de diseño, Rivera y Meli (2004), llevaron a cabo un análisis de los aspectos básicos que se deben cubrir, con apego a una revisión de la literatura. Así, se estableció como objetivo de diseño, que el estado de las columnas después de la ocurrencia de sismos frecuentes, no impida la operación inmediata del puente; esto implica que la columna debe estar prácticamente sana, presentando grietas poco visibles.

Lo anterior motivo a definir este estado límite con base en un control del ancho de grieta residual de la columna. El 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.

En la definición del ancho de grieta residual permisible para este nivel de desempeño, se tomaron en consideración los siguientes aspectos: apariencia de la estructura, protección del refuerzo contra la corrosión y el grado de reparación necesaria.

El primero de ellos está relacionado con la sensación de seguridad de las personas, por lo que no se deben notar grietas con anchos importantes. Así, Park y Paulay (1991), establecen que para estructuras de concreto, sin hacer mención especial a puentes, el ancho de grieta debe estar entre 0.25 mm y 0.38 mm.

El segundo caso se refiere a controlar el ancho de grieta para evitar que el refuerzo se vea afectado por la corrosión debido a diversas condiciones de exposición. Algunas de las consecuencias del proceso corrosivo en estructuras de concreto reforzado son: la reducción de las capacidades de carga y, en ocasiones, también de la rigidez y la variación de la respuesta dinámica de la estructura (Fabela et al, 2002). El comité 224 del ACI propone valores permisibles de ancho de grieta, para cuidar la posibilidad de corrosión del refuerzo; no obstante, existen otras propuestas de investigadores y reglamentos. Se puede pensar que para puentes urbanos de ciudades, como la de México, el proceso de corrosión es acelerado por la emisión de gases contaminantes de los automóviles, por lo que conviene considerar la condición más desfavorable que corresponde a un ambiente agresivo, y proponer un ancho de grieta residual máximo de 0.2 mm.

El último caso se asocia con el nivel de daño para el que la reparación sea nula. De resultados experimentales (Lehman y Moehle, 2000), se ha observado que el ancho máximo de grieta residual que se puede aceptar en columnas de puentes puede estar entre 0.25 mm y 0.50 mm, las cuales se asocian con ductilidades de desplazamiento de 1.5 y 2.0, respectivamente.

Analizando los tres casos anteriores se puede admitir un ancho máximo de grieta residual de 0.2 mm. La elección de dicho valor obedece a que está por debajo de los valores máximos propuestos en los tres casos anteriores, y que conviene ser conservador dada la incertidumbre que existe en los estudios revisados sobre el tema.

Por lo tanto, el criterio para definir el estado límite de servicio en columnas de puentes, se centrará en que la respuesta de la columna no sobrepase la deformación de fluencia del refuerzo longitudinal, al considerar que con dicho límite los anchos de grieta residual quedarían por debajo del ancho de grieta residual permisible que Rivera y Meli (2004) definieron en su trabajo (0.2 mm) que los resultados experimentales revelan que para una ductilidad de 1.05 el ancho de grieta no es mayor que 0.25 mm.



## Estado límite de supervivencia

El objetivo de diseño que se persigue en este estado límite radica en que las columnas de puentes se acepta un 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.

Lo anterior dio lugar a definir el estado límite de supervivencia con base en una capacidad de distorsión de la columna, 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 sus tres posibles modos de fallas por el efecto de flexocompresión en la sección crítica: pandeo del refuerzo longitudinal, fractura del refuerzo longitudinal y ruptura del estribo; en la investigación de Rivera y Meli (2004) 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.

## Descripción del procedimiento de diseño

### Estado límite de servicio

El procedimiento se divide en dos partes: diseño preliminar de la sección y del refuerzo longitudinal, y diseño final. La estimación de la sección y del refuerzo longitudinal está orientada a limitar la respuesta de la columna a la deformación de fluencia, ante el sismo de diseño asociado a este límite.

#### 1. Diseño preliminar

- a) Proponer una sección.
- b) Cálculo de la rigidez agrietada  $k_{cr}$ , considerando  $I_{cr} = 0.5I_g$

$$k_{cr} = \frac{3EI_{cr}}{L^3} \quad (2.41)$$

- c) Cálculo del 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.

$$T_{cr} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{cr}}} \quad (2.42)$$

- d) Obtener la demanda de desplazamiento elástico, se debe considerar un espectro de respuesta asociado a este nivel de desempeño ( $\Delta_c$ ).

e) Calcular la distorsión demandada  $\gamma_d$ .

$$\gamma_d = \frac{\Delta_e}{H} \quad (2.43)$$

f) Cálculo de  $\gamma_{\min}$  y  $\gamma_{\max}$

$$\gamma_{\min} = f(\rho_{L \min}) \quad (2.44)$$

$$\gamma_{\max} = f(\rho_{L \max}) \quad (2.45)$$

g) Comparación de  $\gamma_d$  con  $\gamma_{\min}$  y  $\gamma_{\max}$

Las distorsiones se calculan con la siguiente ecuación:

$$\gamma_y (\%) = \eta \frac{h_c \phi_y}{0.0075} \quad (2.46)$$

donde  $\eta$ , se calcula con la ecuación (2.50) y la curvatura de fluencia  $\phi_y$ , se calcula con las siguientes ecuaciones:

para sección rectangular

$$\phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.52\rho_L - 125\rho_L^2) \quad (2.47)$$

para sección circular

$$\phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{D} (0.34 + 11.22\rho_L - 145.80\rho_L^2) \quad (2.48)$$

si  $\gamma_{\min} \leq \gamma_d \leq \gamma_{\max}$ , entonces pasar al inciso i)

si  $\gamma_d < \gamma_{\min}$ , entonces se disminuye la sección e iniciar desde el inciso b)

si  $\gamma_d > \gamma_{\max}$ , entonces se aumenta la sección e iniciar desde el inciso b)

h) Cálculo del refuerzo longitudinal,  $\rho_L$ , requerido

$$\rho_L = \beta_0 - \sqrt{\beta_1 - \beta_2 \frac{\gamma_d}{\eta}} \quad (2.49)$$

$$\eta = 0.25 \frac{H}{h_c} \quad (2.50)$$

**2. Diseño final**

a)  $\gamma_c = \gamma_d; \quad \Delta_c = \gamma_c H$

b) Cálculo de la rigidez agrietada

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = \alpha_0 + \alpha_1 \rho_L + \alpha_2 \frac{P}{A_g f'_c} + \alpha_3 \rho_L \frac{P}{A_g f'_c} \quad (2.51)$$

$$k_{cr} = f(EI_{cr}) \quad (2.52)$$

c) Cálculo del periodo de vibración  $T_{cr}$

$$T_{cr} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{cr}}} \quad (2.53)$$

d) Cálculo de la demanda de desplazamiento elástico,  $\Delta_e$

e) Comparación de  $\Delta_c$  y  $\Delta_e$

si  $\Delta_e \leq \Delta_c$ , entonces la sección y el refuerzo longitudinal es adecuado

si  $\Delta_e > \Delta_c$ , entonces calcular nuevamente la distorsión demandada y la cuantía de refuerzo longitudinal  $\rho_L$ , con las ecuaciones (2.43) y (2.46), respectivamente y pasar al inciso a) de esta sección.

**Estado límite de supervivencia.**

Con este procedimiento se busca suministrarle a la columna la capacidad de deformación inelástica necesaria para satisfacer la demanda de deformación, por lo que se pondrá cuidado en el diseño de refuerzo de confinamiento para cumplir con el cometido anterior.

a) Datos disponibles

→ Sección

→ Carga axial,  $P / A_g f'_c$

→ H/L

→  $\Delta_y = \Delta_c$

→  $T_{cr}$

b) Proponer el confinamiento de la columna, en función de  $\lambda_e$

c) Calcular la capacidad de deformación inelástica,  $\gamma(\%)$

$$\gamma(\%) = \beta_0 + \beta_1 \lambda_e + \beta_2 \left( \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \left( \lambda_e \frac{P}{A_g f'_c} \right) \quad (2.54)$$

$$\gamma = \frac{\Delta_{Ci}}{H} \quad (2.55)$$

d) Cálculo de la ductilidad

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{Ci}}{\Delta_y} \quad (2.56)$$

e) Cálculo de la demanda de desplazamiento elástico,  $\Delta_e$ , a partir de un espectro de respuesta asociado a este nivel de desempeño.

f) Cálculo de la demanda de desplazamiento inelástico,  $\Delta_i$

En este procedimiento se puede aplicar cualquiera de los siguientes métodos para calcular la demanda de desplazamiento elástico. En el capítulo III, se definen tales métodos.

- Factores de modificación de desplazamiento elástico

$$\Delta_i = c\lambda_e \Delta_e; \quad c = f(T, T_g, \mu)$$

- Factores de reducción de resistencia

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{\mu}{R_{\mu}}$$

- Métodos basados en linealización equivalente

g) Comparación de  $\Delta_{Ci}$  con  $\Delta_i$

Si  $\Delta_{Ci} > \Delta_i$ , entonces el confinamiento es adecuado y se puede continuar con el inciso h)

Si  $\Delta_{Ci} < \Delta_i$ , entonces calcular el confinamiento requerido,  $\lambda_e$

$$\lambda_e = \frac{\frac{\Delta_i}{H} - \beta_0 - \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c}}{\beta_1 + \beta_3 \frac{P}{A_g f'_c}} \quad (2.57)$$

una vez calculado el confinamiento requerido,  $\lambda_e$ , regresar al inciso d)

h) Revisar por cortante el refuerzo transversal de la columna

## II.5. Comparación de los métodos basados en desplazamiento

En la tabla 2.1 se puede observar que los métodos de diseño basados en desplazamiento de Priestley-Calvi (1996) y Kowalsky (1995) solo revisan un solo nivel de desempeño, el de supervivencia, a diferencia del propuesto por Rivera y Meli (2004) que revisados niveles de desempeño, servicio y supervivencia.

La desventaja que se tiene con los dos primeros métodos es que para evaluar la capacidad de deformación inelástica no se requiere conocer de inicio la cuantía de acero longitudinal tal y como sucede con el procedimiento de Rivera (2005), en cual la capacidad de deformación inelástica esta en función de la cuantía de acero longitudinal y la relación de carga axial de la columna.

De igual forma para evaluar la demanda de deformación inelástica, Rivera (2005) propone a diferencia de los otros dos autores, dos métodos más para evaluar dicha demanda.

**Tabla 2.1 Comparación de los métodos basados en desplazamiento**

Método de diseño	Niveles de desempeño que revisan	Criterios para evaluar la capacidad de deformación elástica	Criterios para evaluar la capacidad de deformación inelástica	Criterios para evaluar las demandas de deformación inelástica
Priestley y Calvi	Supervivencia	$\Delta_y = \frac{\phi_y H^2}{3}$	$\phi_{mc} = \varepsilon_{cm} / c$ $\phi_{mc} = \varepsilon_{sm} / (d - c)$	1. Métodos basados en linealización equivalente
Kowalsky	Supervivencia	$\Delta_y = \frac{H_d}{k_{cr}}$	$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}}$	1. Métodos basados en linealización equivalente
Rivera y Meli	Servicio y Supervivencia	Para sección rectangular: Ecuación (2.47) Para sección circular: Ecuación (2.48)	Ecuación (2.54)	1. Métodos basados en linealización equivalente 2. Métodos basados en factores de modificación de desplazamiento elástico 3. Métodos basados en factores de reducción de resistencia

## Capítulo III

### Criterios para evaluar la capacidad y demanda de desplazamiento lateral

En el diseño sísmico basado en desplazamiento se requiere, por un lado, calcular la capacidad de desplazamiento lateral, dada una sección y el refuerzo de la columna; mientras que, por el otro, implica la evaluación de la demanda de desplazamiento, dada una intensidad sísmica y las propiedades dinámicas de la estructura. En este capítulo se hace una descripción de los criterios que se recomiendan para evaluar la capacidad y la demanda de desplazamiento lateral en los puentes de concreto reforzado.

#### III.1. Capacidad de desplazamiento lateral

De acuerdo con la evidencia experimental, existen diferentes parámetros que repercuten en el comportamiento sísmico de las columnas de concreto reforzado, lo que se traduce en una buena o mala capacidad para sostener grandes demandas de desplazamiento inelástico. Dentro de las variables más importantes destacan las siguientes: la relación de aspecto, el recubrimiento, el refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal, la magnitud de la carga axial a compresión y la historia de carga lateral.

Tomando en cuenta lo anterior, Rivera (2005) desarrolló ecuaciones que relacionan la capacidad de deformación (fluencia y última) con el refuerzo necesario para cubrirla, además establecieron una ecuación simplificada para calcular la rigidez agrietada.

##### III.1.1. Capacidad de desplazamiento de fluencia

Para el estado límite de servicio, se propone limitar la respuesta de la columna a la deformación de fluencia. Por lo anterior es indispensable disponer de expresiones que permitan evaluar la capacidad de deformación de fluencia en función del tamaño de la sección y del refuerzo longitudinal.

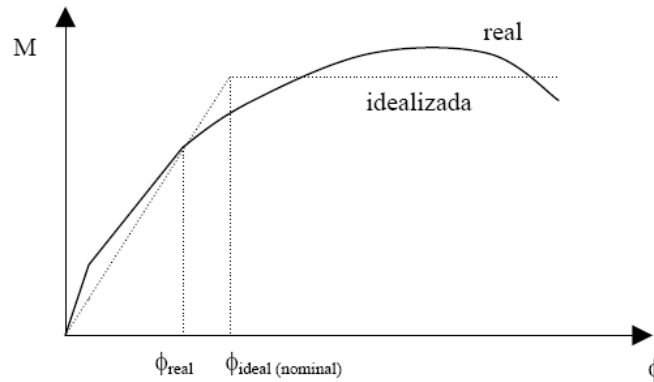
Existen diferentes expresiones para evaluar la capacidad de deformación de fluencia de elementos de concreto reforzado, como se describe ampliamente en el trabajo de Panagiotakos y Fardis (2001); de todas ellas, las más difundidas por ser simples de aplicar, son las debidas a Priestley (2000).

Priestley, partiendo de curvas momento-curvatura con una idealización bilineal, figura 3.1, establece que la deformación de fluencia es independiente del nivel de carga axial y de la cuantía de refuerzo longitudinal, por lo que puede ser evaluada con las siguientes expresiones:

$$\text{sección rectangular: } h_c \phi_y = 2.12 \varepsilon_y \quad (3.1)$$

$$\text{sección circular: } D \phi_y = 2.45 \varepsilon_y \quad (3.2)$$

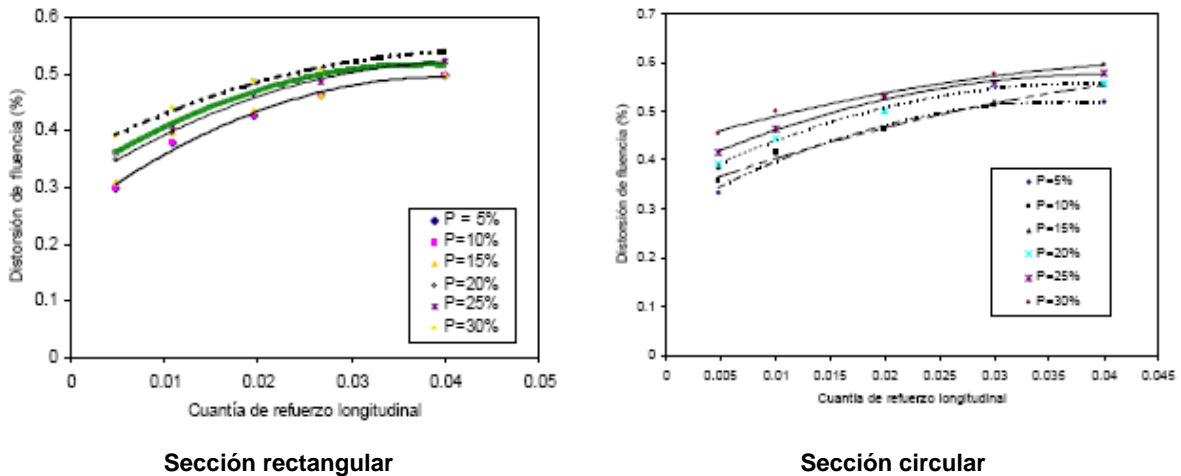
donde,  $\phi_y$  es la curvatura de fluencia,  $\varepsilon_y$  es la deformación de fluencia,  $h_c$  y  $D$  son la altura y diámetro de la sección respectivamente.



**Figura 3.1 Curvas momento-curvatura, real e ideal**

Sin embargo, de acuerdo al estudio de Rivera (2005), se encontró que la expresión recomendada por Priestley sobreestima la deformación de fluencia de la columna entre 20% y 50%, además de encontrar que si influye la cuantía de refuerzo longitudinal,  $\rho_L$ , tal como se muestra en la figura 3.2.

Las cuantías de refuerzo longitudinal estudiadas, oscilaron entre 0.0048 (refuerzo mínimo recomendado por las NTC-Concreto) y 0.04 (como máxima en la práctica de diseño), como se aprecia en la figura 3.2.



**Figura 3.2 Distorsión de fluencia en columnas de concreto reforzado**

Así, del estudio de Rivera (2005), fue posible deducir ecuaciones para evaluar la curvatura de la sección, la distorsión del elemento y el refuerzo longitudinal necesario para limitar la respuesta a la fluencia. A diferencia de la ecuación propuesta por Priestley, la curvatura de fluencia  $\phi_y$ , se determina no solamente en función de la altura de la

sección, sino también de la cuantía de refuerzo longitudinal, tal como se muestra a continuación.

$$\text{sección rectangular: } \phi_y = \frac{0.0075}{h_c} (-125\rho_L^2 + 10.52\rho_L + 0.30) \quad (3.3)$$

$$\text{sección circular: } \phi_y = \frac{0.0075}{D} (-145.80\rho_L^2 + 11.22\rho_L + 0.34) \quad (3.4)$$

donde,  $\rho_L$  es la cuantía de refuerzo longitudinal,  $h_c$  y  $D$  es el peralte y el diámetro de la sección, respectivamente.

Para evaluar la distorsión de fluencia  $\gamma_y$ , se emplean las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned} \text{sección rectangular: } \gamma_y(\%) &= \eta \frac{h_c \phi_y}{0.0075} \\ \eta &= 0.25 \frac{H}{h_c} \end{aligned} \quad (3.5)$$

$$\begin{aligned} \text{sección circular: } \gamma_y(\%) &= \eta \frac{D \phi_y}{0.0075} \\ \eta &= 0.25 \frac{H}{D} \\ \gamma_y &= \frac{\Delta_y}{H} \end{aligned} \quad (3.6)$$

donde,  $\Delta_y$  representa el desplazamiento lateral a la fluencia y  $H$  la altura de la columna.

De igual forma se tienen expresiones que relacionan la cuantía de refuerzo longitudinal y la distorsión de fluencia, dadas por:

$$\text{sección rectangular: } \rho_L = 0.04208 - \left[ 0.00417 - 0.008 \frac{\gamma(\%)}{\eta} \right]^{1/2} \quad (3.7)$$

$$\text{sección circular: } \rho_L = 0.03848 - \left[ 0.00381 - 0.0068 \frac{\gamma(\%)}{\eta} \right]^{1/2} \quad (3.8)$$

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

### III.1.2. Ecuación para evaluar el momento de inercia agrietado, $I_{cr}$

En el procedimiento de diseño para el estado límite de servicio es necesario disponer de un criterio simplificado para evaluar la rigidez lateral agrietada cuando la columna alcanza



la deformación de fluencia. Para tal caso, se dedujeron ecuaciones para evaluar el momento de inercia agrietado  $I_{cr}$ , ya que a partir de este, y dependiendo de las condiciones de apoyo de los extremos de la columna, se puede determinar la rigidez.

En la figura 3.3 se muestra la relación  $I_{cr}$ , con la carga axial aplicada a la columna, así como la cuantía de refuerzo longitudinal.

Las ecuaciones para evaluar la relación momento de inercia agrietado y momento de inercia de la sección bruta,  $I_{cr} / I_g$ , están dadas por:

$$\text{sección rectangular: } \frac{I_{cr}}{I_g} = 0.19 + 11.60\rho_L + 0.012 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.17\rho_L \frac{P}{A_g f'_c} \quad (3.9)$$

$$\text{sección circular: } \frac{I_{cr}}{I_g} = 0.22 + 13.44\rho_L + 0.011 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.16\rho_L \frac{P}{A_g f'_c} \quad (3.10)$$

donde,  $I_{cr}$  es el momento de inercia de la sección agrietada (fluencia del refuerzo),  $I_g$  representa el momento de inercia de la sección bruta no transformada y  $P/A_g f'_c$  es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta.

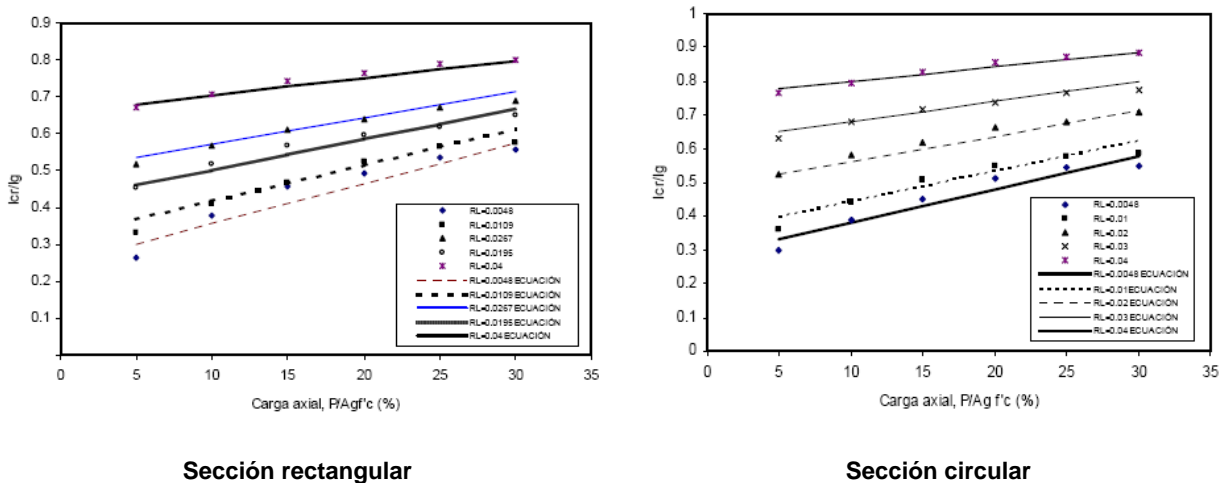


Figura 3.3 Ajuste de la ecuación con los puntos obtenidos de la simulación numérica

### III.1.3. Capacidad de desplazamiento último

Se han propuesto expresiones para evaluar la capacidad de deformación lateral última, como se describe en los trabajos de Razvi y Saatcioglu (1999), Panagiotakos y Fardis (2001), y Sozen (2003). Sin embargo, la mayoría de estos trabajos no se ajustan del todo a las necesidades del diseño sísmico de columnas de puentes, al ser calibradas para

niveles de carga axial superiores a  $0.3P/A_g f'_c$ , que son más aplicables para edificios, a parte de manejar una sola relación de aspecto.

Bajo este escenario, en el trabajo de Rivera (2005) se desarrollaron ecuaciones para evaluar la capacidad de deformación última, tomando como criterio de falla del elemento, la ruptura del estribo, considerando los niveles de carga axial que son aplicables en puentes, y una gama de relaciones de aspecto, y las características de detallado del refuerzo transversal.

Las ecuaciones están en función del confinamiento, el nivel de carga axial y la relación de aspecto; para este último parámetro se tomaron en cuenta valores para los cuales los efectos de segundo orden no son importantes, ya que tomarlos en cuenta complicaría el desarrollo de la ecuación, aunque no se descarta su estudio a futuro.

En la figura 3.4 se muestra la relación de la capacidad de distorsión con el confinamiento efectivo para diferentes niveles de carga axial. En dicha figura se aprecia una tendencia lineal de la distorsión con respecto al confinamiento efectivo.

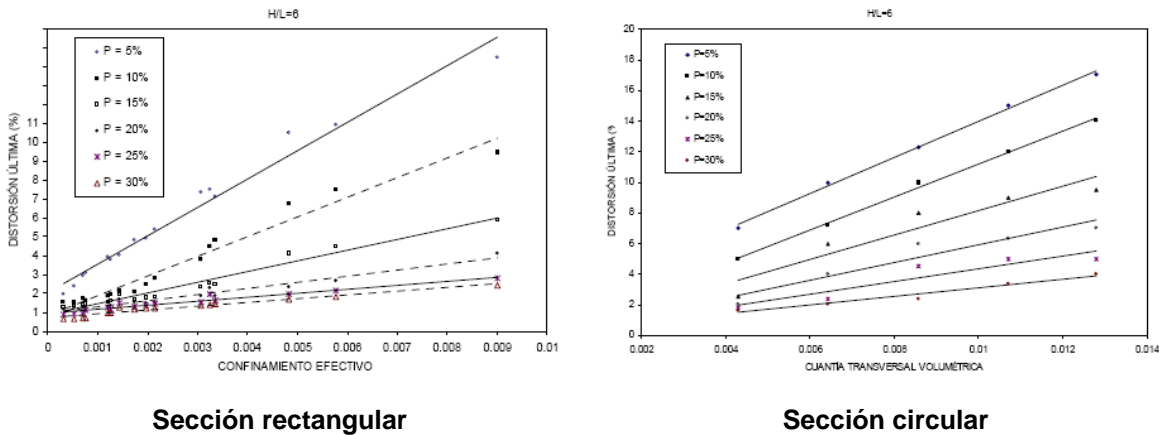


Figura 3.4 Capacidad de distorsión última para diferentes niveles de confinamiento efectivo

A continuación se presentan las ecuaciones que permiten evaluar la capacidad de distorsión última de columnas de puentes de concreto reforzado, en cantilever, tanto para secciones rectangulares como circulares, recordando que su aplicación está limitada a columnas sometidas a niveles de carga axial que oscilan entre 5 y 30 por ciento de la resistencia a compresión de la sección bruta; y para relaciones de aspecto entre 4 y 6.

Para columnas de sección rectangular se propone la siguiente ecuación base

$$\gamma(\%) = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14f'_c} + \left( \beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \left( \lambda_e \frac{P}{A_g f'_c} \right) \quad (3.11)$$

$$\gamma = \frac{\Delta_u}{H} \quad (3.12)$$

para sección rectangular:  $\lambda_e = k_e \rho_s$  (3.13)

para sección circular:  $\lambda_e = \rho_{st}$  (3.14)

donde,  $\gamma(\%)$  es la capacidad de distorsión última,  $\Delta_u$  representa la capacidad de desplazamiento lateral último, H es la altura de la columna,  $P/A_g f'_c$  es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta (el cociente se multiplica por cien),  $\lambda_e$  es el confinamiento efectivo y  $f_{yt}$  es el esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal.

Las constantes de dicha ecuación, se evalúan en función de la carga axial a la que está sometida la columna y de su relación de aspecto, mediante las expresiones que se muestran en las tablas 3.1 y 3.2.

**Tabla 3.1 Valores de beta (ecuación 3.11) para sección rectangular**

Coeficientes	$P/A_g f'_c < 15\%$	$15\% \leq P/A_g f'_c \leq 20\%$	$20\% < P/A_g f'_c \leq 30\%$
$\beta_0$	$4.64 - 0.38 \frac{H}{L}$	$0.22 \frac{H}{L} - 0.75$	$\frac{H}{L} - 3.30$
$\beta_1$	$453.90 + 46.50 \frac{H}{L}$	$1280.70 - 18.50 \frac{H}{L}$	$1515.90 - 93.80 \frac{H}{L}$
$\beta_2$	$14.58 - 5.71 \frac{H}{L}$	$0.75 \frac{H}{L} - 49.40$	$4.70 \frac{H}{L} - 48.60$
$\beta_3$	$0.0422 \frac{H}{L} - 0.37$	$0.0165 - 0.00078 \frac{H}{L}$	$0.12 - 0.03 \frac{H}{L}$

Nota: L es la altura de la sección

**Tabla 3.2 Valores de beta (ecuación 3.11) para sección circular**

Coeficientes	$P/A_g f'_c < 15\%$	$15\% \leq P/A_g f'_c \leq 20\%$	$20\% < P/A_g f'_c \leq 30\%$
$\beta_0$	$3.30 - 0.27 \frac{H}{D}$	$0.70 \frac{H}{D} - 3.68$	$0.67 \frac{H}{D} - 4.19$
$\beta_1$	$453.90 + 46.50 \frac{H}{D}$	$316.69 + 189.98 \frac{H}{D}$	$483.26 + 121.49 \frac{H}{D}$
$\beta_2$	$14.58 - 5.71 \frac{H}{D}$	$-\left(0.38 + 7.15 \frac{H}{D}\right)$	$-\left(8.48 + 3.79 \frac{H}{D}\right)$
$\beta_3$	$0.0422 \frac{H}{D} - 0.37$	$0.097 - 0.02 \frac{H}{D}$	$0.12 - 0.018 \frac{H}{D}$

Nota: D es el diámetro de la sección

Al calcular la relación entre la capacidad de distorsión última medida y calculada, se obtuvo una relación promedio de 1.20, con un coeficiente de variación de 0.31. Estos resultados muestran que la ecuación propuesta no reproduce del todo el fenómeno, sin embargo el grado de aproximación es aceptable, si se toma en cuenta que otras expresiones que han sido desarrolladas para tal fin alcanzan coeficientes de variación entre 0.40 y 0.90, tal como se comenta en el trabajo de Panagiotakos y Fardis (2001).

## **III.2. Demanda de desplazamiento lateral**

### **III.2.1. Antecedentes**

En el diseño sismorresistente es muy importante una buena estimación de los desplazamientos laterales, particularmente cuando se desea controlar el nivel de daño en la estructura.

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.

En general, los métodos aproximados pueden ser clasificados en tres grupos: métodos basados en linealización equivalente, métodos basados en factores de modificación de desplazamiento y métodos basados en factores de reducción de resistencia (Miranda y Ruíz, 2002).

### **III.2.2. Métodos basados en linealización equivalente**

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 a las del sistema elástico original. Los métodos que existen a este respecto son los de Rosenblueth y Herrera (1964), Gülkan y Sozen (1974), Iwan (1980), Newmark y Rosenblueth (1971), Pérez y Ordaz (1991) y Kowalsky (1994).

### **III.2.3. Métodos basados en factores de modificación de desplazamiento elástico**

En los métodos basados en factores de modificación del desplazamiento elástico, el desplazamiento inelástico máximo se estima como el producto del máximo desplazamiento de un sistema elástico lineal de 1 DGL y un factor de modificación, el cual es función del periodo de vibración natural del sistema elástico lineal, del periodo de vibración del terreno, de la ductilidad de desplazamiento esperada y, en algunos casos, del desplazamiento máximo del terreno. Los métodos que existen a este respecto son los de Miranda (1993), Miranda et al. (1996), Santa Ana (1996), Ordaz y Pérez (1998) y Terán y Arroyo (2002).

### III.2.4. Métodos basados en factores de reducción de resistencia

También se han desarrollado otros procedimientos para asegurar un control de las deformaciones inelásticas de las estructuras, los cuales son por medio de factores de reducción de resistencia; siendo este tipo de procedimientos en los que se ha puesto mayor atención en varias investigaciones (Newmark y Hall, 1973; Miranda, 1993; Ordaz y Pérez, 1998; entre otros). Con este enfoque se estima la resistencia lateral necesaria para limitar las demandas de ductilidad a partir de espectros elásticos lineales.

### III.2.5. Método propuesto

De acuerdo a un estudio de Rivera (2005-b), del análisis de los tres grupos de métodos aproximados, se observó que el error en la predicción de las demandas de desplazamiento inelástico es mayor para los siguientes casos: (1) en la medida en que se incrementa la demanda de ductilidad, y (2) para estructuras cuyo periodo de vibración es cercano al del terreno. De estos métodos, los basados en factores de modificación de desplazamiento (MFMD) y los basados en factores de reducción de resistencia (MFRR) ofrecen menor margen de error.

Al estudiar los métodos basados en linealización equivalente, en el estudio de Rivera (2005-b), se pudo ver que los que más se aproximan al desplazamiento exacto son: el de Rosenblueth y Herrera (1964), y Kowalsky (1994). En particular, en el primero de ellos se observó que para los sismos analizados se obtiene muy buena predicción para periodos inferiores a 1.5 s, situación que no se vio en los métodos MFMD y MFRR, en los cuales se subestima la respuesta inelástica hasta en un 50 por ciento para dicha región espectral.

Al revisar los métodos MFMD y MFRR, en estudio de Rivera (2005-b), se pudo notar que casi todos tienen el mismo margen de error para diferentes ductilidades. Sin embargo cuando el análisis se torna respecto a diferentes regiones espectrales, cada método tiene diferente grado de aproximación, principalmente para periodos de vibración cercanos a los del terreno; que para los sismos analizados, el criterio de Ordaz y Pérez (1998) dio una mejor estimación de las demandas de desplazamiento inelástico.

Por lo anterior, el método propuesto para evaluar la demanda de desplazamiento lateral es el de Ordaz y Pérez (1998), el cual depende del espectro de desplazamiento elástico, del desplazamiento máximo del terreno  $D_{\max}$  y de la demanda de ductilidad  $\mu$ . Esta ecuación tiene un carácter más general, al ser aplicable para suelos blandos y suelos firmes, la ecuación está dada por:

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{\mu}{R_\mu} \quad (3.15)$$

$$R_\mu(T) = 1 + \left( \frac{\Delta_e(T)}{\Delta_{\max}} \right)^{\beta(\mu)} (\mu - 1) \quad (3.16)$$

$$\beta(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{0.173} \quad (3.17)$$

$\Delta_e(T)$  es la demanda de desplazamiento elástico para una estructura con periodo T.

## Capítulo IV

### Aplicación del diseño sísmico basado en desplazamiento

Con base a los métodos de diseño basados en desplazamiento para columnas de concreto reforzado de un grado de libertad en cantilever, descritos en el capítulo II, se diseñaron las columnas del marco de concreto reforzado propuesto en la figura 4.1. Con el análisis de cargas, se diseñaron las columnas; primero con los criterios por resistencia del RCDF-2004 y sus NTC-2004, considerando al marco con ductilidad limitada y con capacidad de ductilidad, es decir con factores de comportamiento sísmico,  $Q$  igual a 2 y 4 respectivamente; posteriormente se diseñaron con los métodos basados en desplazamiento. Para ambos criterios se consideraron secciones de columnas circulares y rectangulares. Con la intención de demostrar que se puede simplificar el procedimiento constructivo de los marcos transversales de los puentes y cumplir con un diseño óptimo, se propone un marco de dos columnas, el cual se muestra en la figura 4.10.

Para poder aplicar los procedimientos de diseño basado en desplazamiento para columnas en cantilever a columnas que forman parte de marcos transversales, se hicieron las siguientes consideraciones: 1) La inercia total es la suma de las inercias de cada columna; 2) La altura efectiva es  $H_e = 0.5H$  y 3) La rigidez equivalente del sistema se calcula como:  $k = 12EI/H^3$ , porque la deformación de las columnas se da en doble curvatura al considerar que la superestructura es más rígida que las columnas.

#### IV.1. Propuesta marco transversal con 4 columnas

##### Descripción del marco tipo

Se trata de un puente urbano ubicado en la Ciudad de México en suelo blando (zona IIIb, coeficiente sísmico,  $c = 0.40$ ). El marco transversal analizado fue el del eje B, dicho puente recibe en sus columnas la carga de dos sistemas de travesaños cajón con claros libres de 18 y 30 m, respectivamente, figura 4.1. El puente tiene un ancho de calzada de 10 m, figura 4.2. La superestructura está formada por 4 travesaños cajón de 1.35 m de peralte, cuya área es  $0.697 \text{ m}^2$ , de acuerdo con la geometría de la figura 4.3. Se propuso una sección de columna circular de 80 cm de diámetro y una losa de concreto reforzado de 15 cm de espesor. La superficie de rodamiento es asfáltica con un espesor de 10 cm. Las cargas vivas actuantes sobre la estructura se han estimado en  $950 \text{ kg/m}^2$  (camión T3-S2-R4).

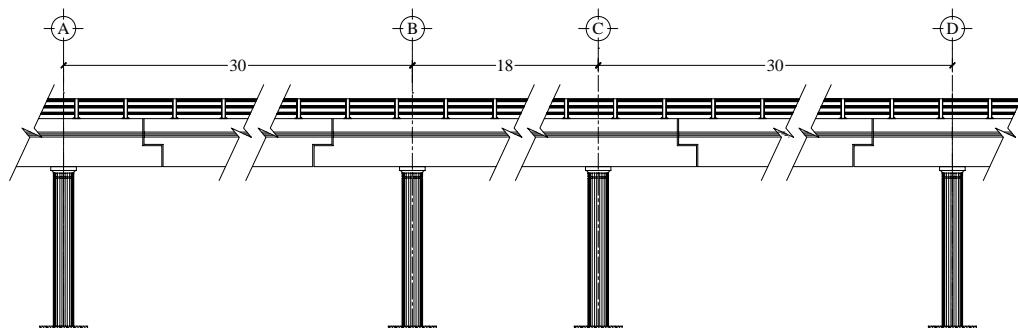


Figura 4.1 Sección longitudinal puente urbano

IV.2. Análisis de cargas y cálculo de la carga axial P, de diseño

Para el cálculo de la carga axial P, se consideró el siguiente análisis de cargas:

$$\begin{aligned} \varpi_{PoPo} &= 0.697 \text{ m}^2 \times 2,400 \text{ kg/m}^3 &= 1,673 \text{ kg/m} \\ \varpi_{losa} &= 2.5 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 2,400 \text{ kg/m}^3 &= 900 \text{ kg/m} \\ \varpi_{cm} &= \varpi_{cm} = \varpi_{asf} + \varpi_{guarn} \\ &= 2.5 \text{ m} \times 0.10 \text{ m} \times 2,200 \text{ kg/m}^3 + 2 \times 34 \text{ kg/m} &= 618 \text{ kg/m} \\ \varpi_{cv} &= 2.5 \text{ m} \times 950 \text{ kg/m}^2 &= 2,375 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el peso propio de la superestructura por metro lineal transversal de 2.5 m de ancho tributario es de 5566 kg/m, en una longitud tributaria de 24 m se tiene una carga total de 133.58 t.

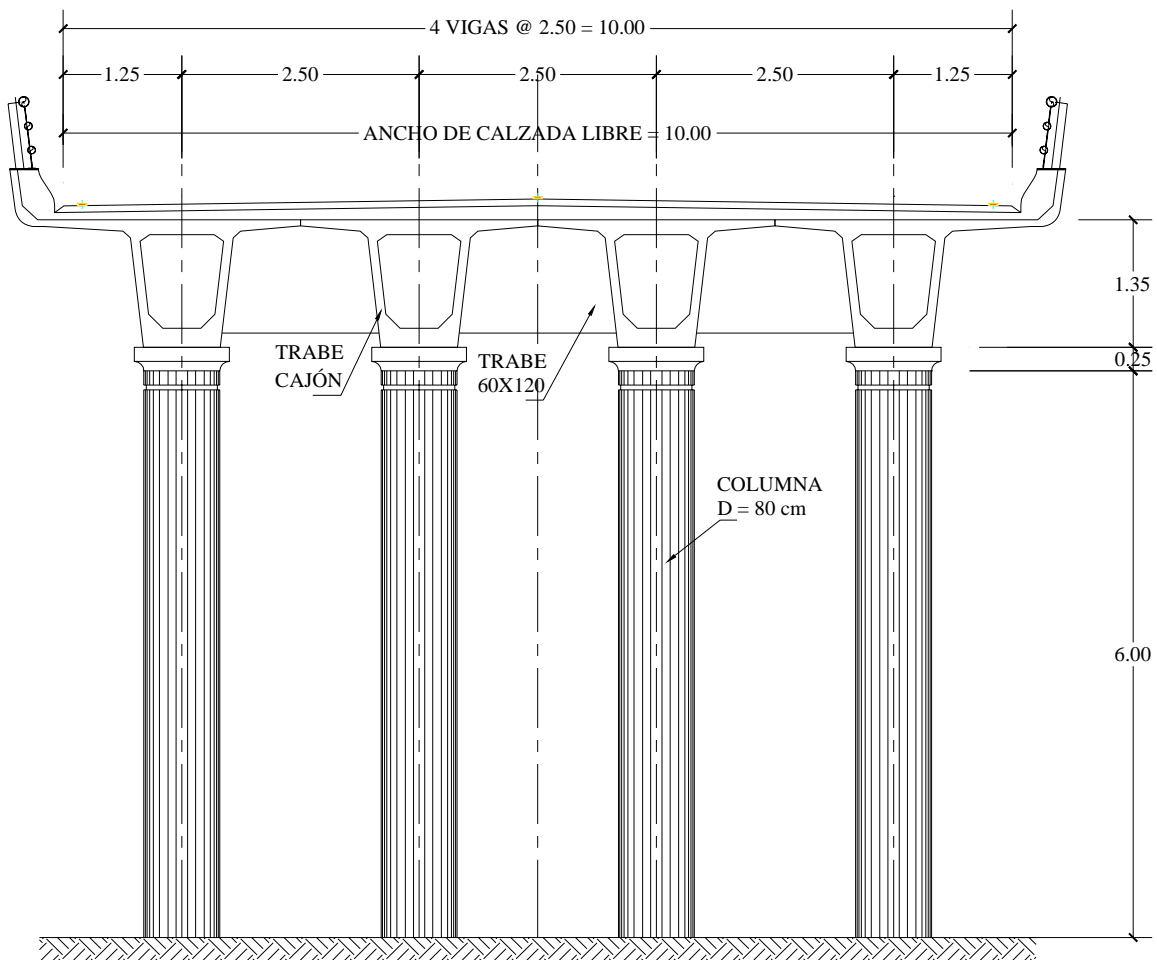


Figura 4.2 Sección transversal con 4 columnas puente urbano, eje B

Para obtener la carga axial de diseño P, es necesario agregar a la carga anterior el peso correspondiente de la trabe rigidizante por columna, así como el peso propio correspondiente de la columna, de tal forma que:

$$P = 133.58 \text{ t} + P_{\text{trabe}} + P_{\text{col}} = 133.58 + 0.60 \times 1.20 \times 2.5 \times 2.4 + 0.5026 \times 6 \times \frac{1}{3} \times 2.4$$

Finalmente las columnas están sometidas a una sollicitación de 140.31 t. cada una.

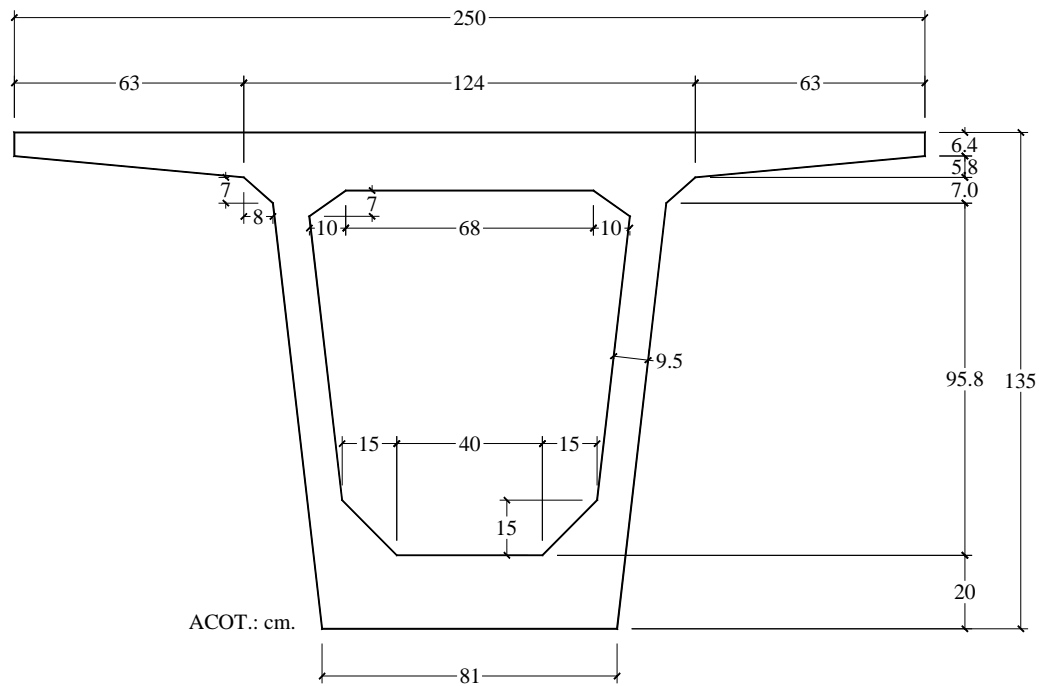


Figura 4.3 Dimensiones sección cajón

### IV.3. Diseño conforme al RCDF y sus NTC-2004

#### IV.3.1. Diseño con Q igual a 2

##### Columna circular

Se propuso una sección circular con las características siguientes: columna de 80 cm de diámetro, sección de trabe de 60x100 cm, con  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$ .

Se calculó la fuerza sísmica con un coeficiente sísmico de 0.4, el cual se incrementó en un 50% por tratarse de una estructura del grupo A, cuyo valor fue de 175.75 t. con un peso total de la estructura de 585.83 t, empleando el método estático para su cálculo.

Los elementos mecánicos obtenidos con el programa SAP 2000 afectados por un factor de 1.1, de acuerdo al RDCF (2004), son los siguientes:  $P_u = 166.38 \text{ t}$ ,  $M_u = 152.36 \text{ t-m}$  y  $V_u = 50.03 \text{ t}$ .



La excentricidad fue de 0.92 m, con una relación  $e/D = 1.14$  y un valor de  $k = 0.159$  se obtuvo un valor de  $q = 0.60$  con ayuda de los diagramas de interacción para columnas de las NTC (2004), donde  $k$  se calcula con la ecuación (4.1), la cuantía de refuerzo longitudinal se calcula con la ecuación (4.2) y cuyo valor fue de 2.91%.

$$k = \frac{P_u}{F_R D^2 f'_c} \quad (4.1)$$

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} \quad (4.2)$$

Por lo tanto se requiere un área de acero de 146.49 cm<sup>2</sup>, que se puede cubrir con 20 varillas del #10 como se muestra en la figura 4.4 (a).

La cuantía volumétrica  $\rho_s$ , cumplió con la ecuación (1.3), dando un valor de 0.00857, se propuso un zuncho del No. 4 y el paso del zuncho se calculó con la siguiente ecuación:

$$s = \frac{4A_e}{\rho_s d_s} \quad (4.3)$$

donde:

- s      paso del zuncho
- $A_e$     área transversal del zuncho
- $d_s$     diámetro del núcleo confinado

Con la ecuación (4.3) dio un paso del zuncho de 8 cm, ver figura 4.4 (a).

### Columna rectangular

Se propuso una sección rectangular con las características siguientes: columna de 60 x 100 cm, sección de trabe de 60x120 cm, con  $f'_c = 300$  kg/cm<sup>2</sup>,  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\gamma_c = 2.4$  t/m<sup>3</sup>.

Se calculó la fuerza sísmica con un coeficiente sísmico de 0.4, el cual se incrementó en un 50% por tratarse de una estructura del grupo A, cuyo valor fue de 176.50 ton con un peso total de la estructura de 588.32 t, empleando el método estático para su cálculo.

Los elementos mecánicos obtenidos con el programa SAP 2000 afectados por un factor de 1.1, de acuerdo al RDCF (2004), son los siguientes:  $P_u = 169.54$  t,  $M_u = 154.11$  t-m y  $V_u = 50.70$  t.

La excentricidad fue de 0.91 m, con una relación  $e/h = 1.51$  y un valor de  $k = 0.198$  se obtuvo un valor de  $q = 0.53$  con ayuda de los diagramas de interacción para columnas de las NTC (2004), donde  $k$  se calcula con la ecuación (4.1), la cuantía de refuerzo longitudinal se calcula con la ecuación (4.2) y cuyo valor fue de 2.57 %.

Por lo tanto se requiere un área de acero de 154.46 cm<sup>2</sup>, que se puede cubrir con 20 varillas del #10 como se muestra en la figura 4.4 (b).

El refuerzo transversal debe cumplir con las disposiciones que marcan las NTC-Concreto (2004) y con la resistencia a cortante.

De acuerdo a las disposiciones de la NTC-Concreto (2004), con estribos del No. 3 se requiere una separación de 15 cm en la zona extrema de la columna.

La separación de estribos según el cortante que actúa en la columna se define con la siguiente ecuación:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_U - V_{CR}} \quad (4.4)$$

donde:

- $F_R$  Factor de resistencia por cortante, 0.8
- $A_v$  Área transversal del estribo
- $d$  Peralte de la sección
- $V_U$  Cortante último
- $V_{CR}$  Cortante resistente

De acuerdo a la ecuación (4.4), la separación de los estribos fue de 25.9 cm, así que rige la separación de acuerdo a las disposiciones de la NTC-Concreto (2004), E#3 @ 15, ver figura 4.4 (b).

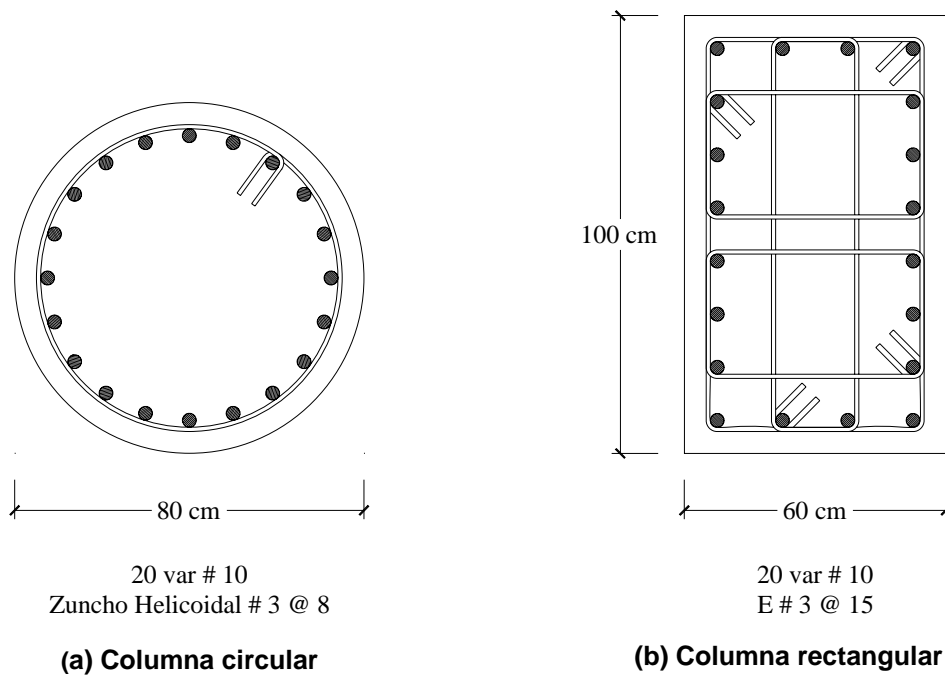


Figura 4.4 Diseño NTC-Concreto con Q = 2

### IV.3.2. Diseño con Q igual a 4

#### Columna circular

Para este diseño se propuso una sección circular con las características siguientes: columna de 60 cm de diámetro, sección de trabe de 50x120 cm, con  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$ .

Se calculó la fuerza sísmica con un coeficiente sísmico de 0.4, el cual se incrementó en un 50% por tratarse de una estructura del grupo A, cuyo valor fue de 86.38 ton con un peso total de la estructura de 575.88 ton, empleando el método estático para el cálculo de ésta.

Los elementos mecánicos obtenidos con el programa SAP 2000 afectados por un factor de 1.1, de acuerdo al RDCF (2004), son los siguientes:  $P_u = 162.34 \text{ t}$ ,  $M_u = 72.39 \text{ t-m}$  y  $V_u = 23.95 \text{ t}$ .

La excentricidad fue de 0.45 m, con una relación  $e/D = 0.74$  y un valor de  $k = 0.276$ , se obtuvo un valor de  $q = 0.60$  con ayuda de los diagramas de interacción para columnas de las NTC (2004), donde  $k$  se calcula con la ecuación (4.1), la cuantía de refuerzo longitudinal se calcula con la ecuación (4.2) y cuyo valor fue de 2.87 %.

Por lo tanto se requiere un área de acero de  $81.03 \text{ cm}^2$ , que se puede cubrir con 16 varillas del #8 como se muestra en la figura 4.5 (a).

La cuantía volumétrica  $\rho_s$ , cumplió con la ecuación (1.3), dando un valor de 0.00857, se propuso un zuncho del No. 3 y el paso del zuncho se calculó con la siguiente ecuación (4.3).

Con la ecuación (4.3) dio un paso del zuncho de 6 cm, ver figura 4.5 (a).

#### Columna rectangular

Se propuso una sección rectangular con las características siguientes: columna de 50x80 cm, trabe rigidizante de 60x120 cm, con  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$ .

Se calculó la fuerza sísmica con un coeficiente sísmico de 0.4, el cual se incrementó en un 50% por tratarse de una estructura del grupo A, cuyo valor fue de 87.68 ton con un peso total de la estructura de 584.51 ton, empleando el método estático para su cálculo.

Los elementos mecánicos obtenidos con el programa SAP 2000 afectados por un factor de 1.1, de acuerdo al RDCF (2004), son los siguientes:  $P_u = 162.04 \text{ t}$ ,  $M_u = 74.04 \text{ t-m}$  y  $V_u = 24.52 \text{ t}$ .

La excentricidad fue de 0.46 m, con una relación  $e/h = 0.91$  y un valor de  $k = 0.284$  se obtuvo un valor de  $q = 0.40$  con ayuda de los diagramas de interacción para columnas de

las NTC (2004), donde  $k$  se calcula con la ecuación (4.1), la cuantía de refuerzo longitudinal se calcula con la ecuación (4.2) y cuyo valor fue de 1.94 %.

Por lo tanto se requiere un área de acero de 77.71 cm<sup>2</sup>, que se puede cubrir con 16 varillas del #8 como se muestra en la figura 4.5 (b).

El refuerzo transversal debe cumplir con las disposiciones que marcan las NTC-Concreto (2004) y con la resistencia a cortante.

De acuerdo a las disposiciones de la NTC-Concreto (2004), con estribos del No. 4 se requiere una separación de 10 cm en la zona extrema de la columna.

La separación de estribos según el cortante que actúa en la columna se define con la ecuación (4.4).

Debido a que el cortante resistente de la columna es mayor al cortante último, de acuerdo a la ecuación (4.4), no se requieren estribos, así que rige la separación de acuerdo a las disposiciones de la NTC-Concreto (2004), E#4 @ 10, ver figura 4.5 (b).

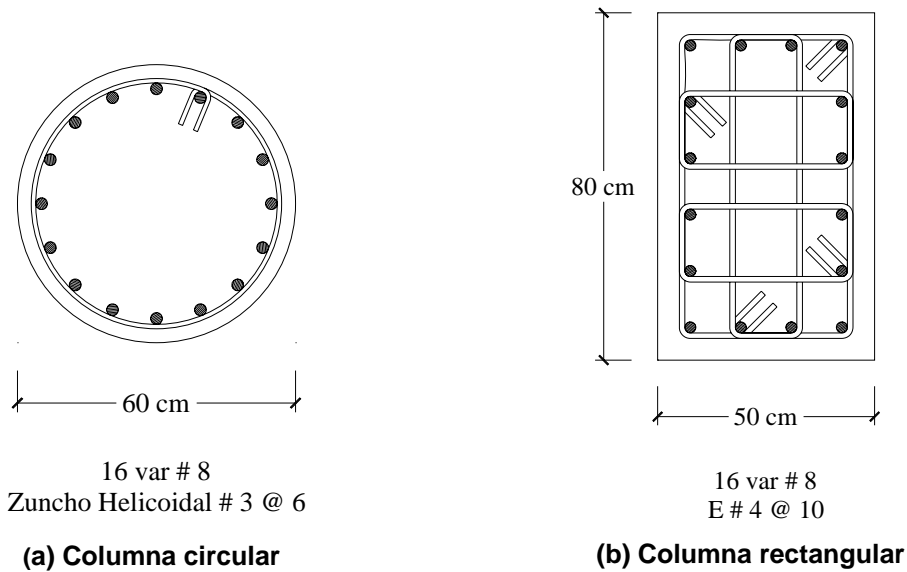


Figura 4.5 Diseño NTC-Concreto con  $Q = 4$

### Análisis de resultados

De los diseños anteriores, se puede observar que cuando al marco se le permite tener una capacidad de ductilidad limitada, es decir cuando se utiliza un factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , menor ó igual a 2, el diseño de las columnas demandará una sección y una cuantía de refuerzo longitudinal mayor que si se considerará al marco como dúctil, es decir, con un factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , igual a 3 ó 4.

Por otro lado, al considerarse el marco como dúctil, éste requerirá un mayor detallado en su confinamiento, es decir, demandará una cuantía de acero transversal mayor a la de un marco con una capacidad de ductilidad limitada. Los valores de las cuantías longitudinal y transversal, respectivamente, se pueden observar en la tabla 4.6.

#### IV.4. Diseño conforme a los procedimientos basados en desplazamiento

Con fines ilustrativos para los siguientes diseños, se tomaron los espectros asociados a los estados límites de servicio y de supervivencia, registrados el 24 de Abril de 1989 y el 19 de Septiembre de 1985 por la SCT, respectivamente; sus ordenadas espectrales se incrementaron en un 50 %, ver figura 4.6.

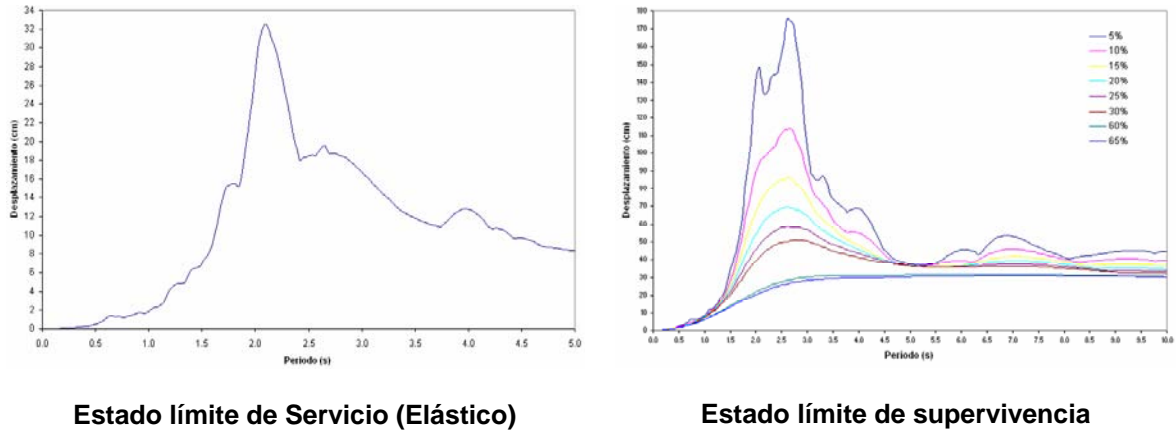


Figura 4.6 Espectros de respuesta SCT

Para poder aplicar el procedimiento de diseño basado en desplazamiento para columnas en cantilever a columnas que forman parte de marcos se hicieron las consideraciones que se citaron al principio de este capítulo.

##### IV.4.1. Priestley y Calvi (1996)

###### Columna circular

Se propuso una sección de 50 cm de diámetro con una carga  $P$  de diseño es de 140 ton. La relación de carga axial fue de 24%.

La masa del sistema fue de 57,661 kg/s<sup>2</sup>/m, se calculó la curvatura de fluencia con la ecuación (2.4), la cual fue de 0.0099; el desplazamiento de fluencia se obtuvo con la ecuación (2.6), dando un valor de 0.0296 m; se propuso una rotación plástica de 0.03, según las NTC-Sismo (2004) con la cual se obtuvo un desplazamiento objetivo  $\Delta_d = 0.120$  m.

La ductilidad de desplazamiento se obtuvo con el cociente del desplazamiento objetivo y del desplazamiento de fluencia, cuyo valor fue de 4.04. El amortiguamiento efectivo se calculó con la ecuación (2.15), dando un valor de 20 %. Con el valor del desplazamiento objetivo y el amortiguamiento, se obtuvo del espectro de respuesta de desplazamiento de la SCT-1985, ver figura 4.6, un periodo de 1.1 s. Con este dato la rigidez efectiva fue de 1,881,295 kg/m.

Para satisfacer el desplazamiento objetivo, se utilizó la ecuación (2.29) con una cuantía de 0.4 %, el diseño de la sección se muestra en la figura 4.7 (a).

El acero transversal se diseña de acuerdo a las NTC-2004 para marcos dúctiles, dando zunchos del No. 3 con una separación de 7 cm, como se muestra en la figura 4.7 (a).

**Columna rectangular**

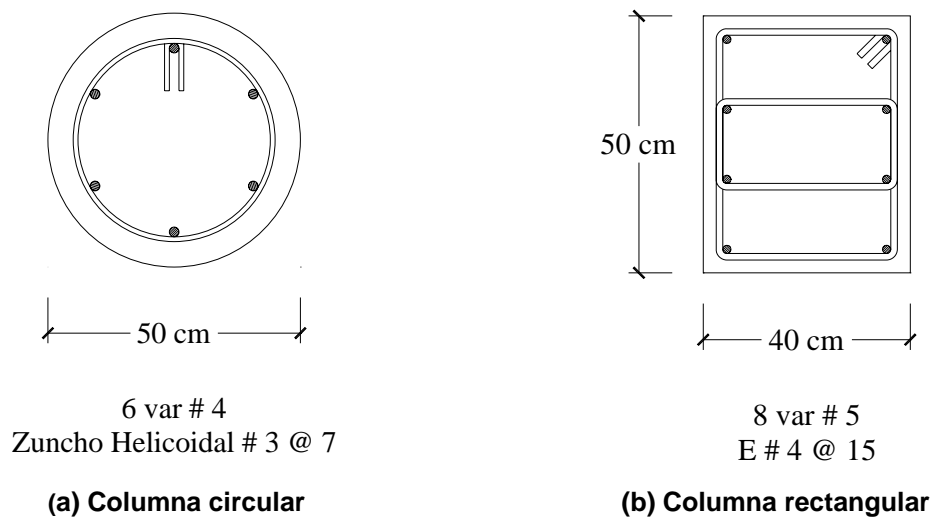
Se propuso una sección de 50 x 40 cm, con una carga P de diseño es de 140 t. La relación de carga axial fue de 23%.

La masa del sistema fue de 57,672 kg/s<sup>2</sup>/m, se calculó la curvatura de fluencia con la ecuación (2.4), la cual fue de 0.0089; el desplazamiento de fluencia se obtuvo con la ecuación (2.6), dando un valor de 0.0267 m; se propuso una rotación plástica de 0.03, según las NTC-Sismo (2004) con la cual se obtuvo un desplazamiento objetivo  $\Delta_d = 0.117$  m.

La ductilidad de desplazamiento se obtuvo con el cociente del desplazamiento objetivo y del desplazamiento de fluencia, cuyo valor fue de 4.37. El amortiguamiento efectivo se calculo con la ecuación (2.15), dando un valor de 21 %. Con el valor del desplazamiento objetivo y el amortiguamiento, se obtuvo del espectro de respuesta de desplazamiento de la SCT-1985, ver figura 4.6, un periodo de 1.1 s. Con este dato la rigidez efectiva fue de 1,881,645 kg/m.

Para satisfacer el desplazamiento objetivo, se utilizó la ecuación (2.29) con una cuantía de 0.4 %, el diseño de la sección se muestra en la figura 4.7 (b).

El acero transversal se diseña de acuerdo a las NTC-2004 para marcos dúctiles, dando una cuantía volumétrica transversal de 1.603 %, la cual se satisfizo con el diseño que se muestra en la figura 4.7 (b).



**Figura 4.7 Diseño Priestley**

IV.4.2. Kowalsky (1995)

**Columna circular**

**Refuerzo longitudinal**

Se consideran columnas de 50 cm, con una carga P de diseño es de 140 ton. La relación de carga axial fue de 24%.

De acuerdo al procedimiento de diseño se propuso el desplazamiento objetivo  $\Delta_u$ , de 0.09 m, igual a 3 % de la altura efectiva del puente,  $H_e$ . Con el valor del desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  igual a 0.015 m, ecuación (2.22), se calculó la ductilidad de desplazamiento inicial, ecuación (2.23), cuyo valor fue de 6. Posteriormente se calculó el amortiguamiento de la estructura con la ecuación (2.21), dando un valor de 20.59 %.

Con el amortiguamiento y el espectro de respuesta de desplazamiento de la SCT-1985, figura IV.6, se obtuvo un periodo efectivo de 1.1 s. El cálculo de la masa fue de 57,661.0 kg s<sup>2</sup>/m, la cual se ocupó para calcular la rigidez efectiva. Se obtuvieron los elementos mecánicos últimos y de diseño, los cuales se reportan en la tabla 4.1.

Posteriormente, se propone una cuantía de acero longitudinal de 1.0 % para calcular la relación  $I_{cr}/I_g$  con la ecuación (2.29) y con ella el periodo agrietado. Se revisó que la sección fuera adecuada según el paso 5 del procedimiento de Kowalsky.

Finalmente, en esta primera iteración se encontró el desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$ , cuyo valor fue de 0.016 m. Las siguientes iteraciones se reportan en la tabla 4.1.

**Tabla 4.1 Iteraciones para obtener la cuantía de refuerzo longitudinal**

$\mu$	$\xi$	$T_{eff}$	$k_{eff}$	$H_u$	$M_u$	$H_d$	$M_d$	$\rho$	$\frac{I_{cr}}{I_g}$	$k_{cr}$	$T_{cr}$	$\Delta_y$
5.5	0.20	0.90	1,881,295	261.7	785.0	214	641	0.5	0.405	94,235	0.500	0.0227
3.9	0.18	0.85	2,276,367	293.4	880.1	240	719	0.4	0.398	92,620	0.504	0.0259
3.5	0.17	0.75	2,522,290	376.8	1,103	308	923	0.4	0.401	93,424	0.502	0.0329

De acuerdo a la cuantía longitudinal de 0.4 % que se reporta en la tabla 4.1, se proponen 6 varillas del # 4, como se muestra en la figura 4.8 (a).

**Refuerzo transversal**

De acuerdo a la ecuación (2.40), se obtuvo una cuantía volumétrica transversal de 0.969 % con un paso de zuncho de 6 cm del # 3, de acuerdo a la ecuación (4.3), el detalle del armado se muestra en la figura 4.8 (a).

## Columna rectangular

### Refuerzo longitudinal

Se consideran columnas de 30 x 60 cm, con una carga P de diseño es de 140 t. La relación de carga axial fue de 26%.

De acuerdo al procedimiento de diseño se propuso el desplazamiento objetivo  $\Delta_u$ , de 0.09 m, igual a 3 % de la altura efectiva del puente,  $H_e$ . Con el valor del desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  igual a 0.015 m, ecuación (2.22), se calculó la ductilidad de desplazamiento inicial, ecuación (2.23), cuyo valor fue de 6. Posteriormente se calculó el amortiguamiento de la estructura con la ecuación (2.21), dando un valor de 20.59 %.

Con el amortiguamiento y el espectro de respuesta de desplazamiento de la SCT-1985, figura 4.6, se obtuvo un periodo efectivo de 1.0 s. El cálculo de la masa fue de 57,613.0 kg s<sup>2</sup>/m, la cual se ocupó para calcular la rigidez efectiva. Se obtuvieron los elementos mecánicos últimos y de diseño, los cuales se reportan en la tabla 4.2.

Posteriormente, se propone una cuantía de acero longitudinal de 1.0 % para calcular la relación  $I_{cr}/I_g$  con la ecuación (2.29) y con ella el periodo agrietado. Se revisó que la sección fuera adecuada según el paso 5 del procedimiento de Kowalsky.

Finalmente, en esta primera iteración se encontró el desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$ , cuyo valor fue de 0.016 m. Las siguientes iteraciones se reportan en la tabla 4.2.

**Tabla 4.2 Iteraciones para obtener la cuantía de refuerzo longitudinal**

$\mu$	$\xi$	$T_{eff}$	$k_{eff}$	$H_u$	$M_u$	$H_d$	$M_d$	$\rho$	$\frac{I_{cr}}{I_g}$	$k_{cr}$	$T_{cr}$	$\Delta_y$
5.5	0.20	0.90	2,807,990	261.7	785.0	214	641	0.45	0.405	94,235	0.500	0.0227
4.0	0.19	0.85	3,145,058	293.4	880.1	240	719	0.35	0.398	92,620	0.504	0.0259
3.5	0.18	0.75	4,043,506	376.8	1,130	308	923	0.40	0.401	93,424	0.502	0.0329

De acuerdo a la cuantía longitudinal de 0.4 % que se reporta en la tabla 4.2, se proponen 6 varillas del # 4, como se muestra en la figura 4.8 (b).

### Refuerzo transversal

De acuerdo a la ecuación (2.40), se obtuvo una cuantía volumétrica transversal de 1.094%, la cual se ajusta con estribos del # 3 @ 10, el detalle del armado se muestra en la figura 4.8 (b).



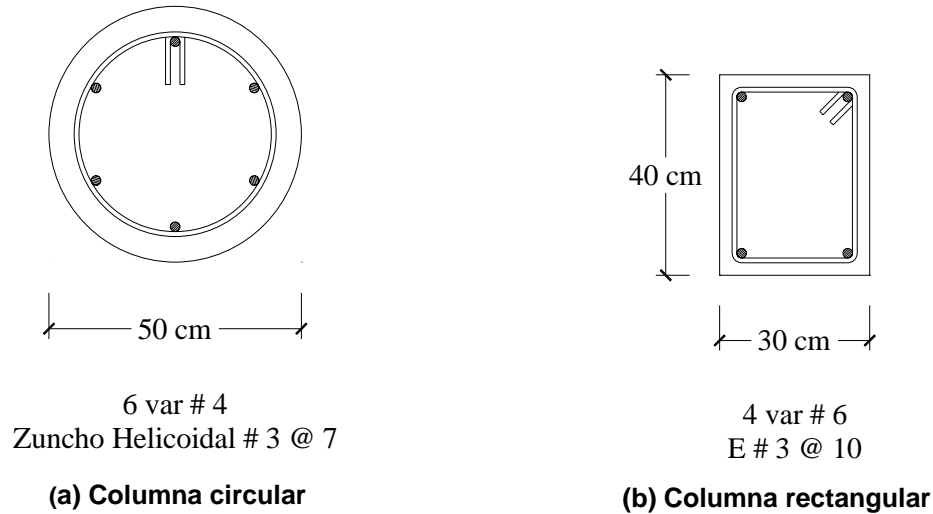


Figura 4.8 Diseño Kowalsky

IV.4.3. Rivera y Meli

Columna circular

Se propone una sección con un diámetro de 50 cm, con una carga P de diseño es de 140 t, el modulo de elasticidad es de 242,487.1 kg/cm<sup>2</sup>. La relación de carga axial fue de 24%.

Estado límite de servicio

La masa calculada fue de 57,661.0 kg s<sup>2</sup>/m, se propuso una inercia agrietada inicial de 0.5 de la inercia total, los valores de la rigidez agrietada y el periodo agrietado fueron de 66,128.10 kg/cm y 0.587 s, respectivamente. Del espectro de respuesta elástica de la figura 4.6 se obtuvo una demanda de desplazamiento de 1.9 cm.

La distorsión fue de 0.633 %, la cual estuvo dentro de los límites: 0.586 % la mínima y 0.833 % la máxima, lo cual nos indica que la sección es adecuada. Con la demanda de distorsión se calculó la cuantía de refuerzo longitudinal con la ecuación (3.8), cuyo valor fue de 0.0784.

En una segunda iteración se calculó la relación  $I_{cr}/I_g$  con la ecuación (3.10), para poder evaluar la rigidez agrietada y en consecuencia el periodo de vibración para poder calcular la demanda de desplazamiento. En la tabla 4.3 se muestran los valores obtenidos.

Tabla 4.3 Iteraciones para obtener la cuantía de refuerzo longitudinal

$\frac{I_{cr}}{I_g}$	$k_{cr}$ (Kg/cm)	$T_{cr}$ (s)	$\Delta_d$ cm	$\Delta_{yc}$ cm	$\frac{\Delta_{yc}}{\Delta_d}$	$\gamma$ %	$\rho_L$
0.56	74,447	0.56	1.80	1.90	1.06	0.600	0.00546
0.54	71,559	0.57	1.85	1.80	0.97	0.617	0.00663
0.55	72,976	0.57	1.85	1.85	1.00	0.617	0.00663

De acuerdo a la tabla 4.3, el acero de refuerzo longitudinal fue  $\rho_L = 0.00663$ , el armado propuesto se muestra en la figura 4.9 (a).

### Estado límite de supervivencia

Para este estado límite se requiere el confinamiento efectivo  $\lambda_e$ , ecuación (3.14), para esto se utilizaron las recomendaciones del AASHTO, ecuaciones (1.20) y (1.21), las cuales arrojaron una cuantía volumétrica transversal  $\rho_{st}$  de 1.81 %.

Con el valor del confinamiento efectivo  $\lambda_e = \rho_{st}$  y con la ecuación (3.11), se obtuvo una capacidad de distorsión última de 8.616%, y en consecuencia un desplazamiento lateral inelástico de 25.85 cm.. Posteriormente se obtuvo la ductilidad de desplazamiento  $\mu$ , cuyo valor fue de 13.97.

Con el valor de la ductilidad de desplazamiento  $\mu$ , se obtuvo el desplazamiento inelástico con la ecuación (3.15), el valor fue de 8.96 cm. por último se calculó de nuevo el valor de  $\lambda_e$  con la ecuación (3.11), el cual resultó ser 0.611%; con base a este valor se procedió a detallar la sección tal como se muestra en la figura 4.9 (a).

### Columna rectangular

Se propone una sección con de 35 x 50 cm, con una carga  $P$  de diseño es de 140 t. La relación de carga axial fue de 27%.

### Estado límite de servicio

La masa calculada fue de 57,598.4 kg  $s^2/m$ , se propuso una inercia agrietada inicial de 0.5 de la inercia total, los valores de la rigidez agrietada y el periodo agrietado fueron de 38506.06 kg/cm y 0.768 s, respectivamente. Del espectro de respuesta elástica de la figura 4.6 se obtuvo una demanda de desplazamiento de 1.9 cm.

La distorsión fue de 0.633 %, la cual estuvo dentro de los límites: 0.521 % la mínima y 0.768 % la máxima, lo cual nos indica que la sección es adecuada. Con la demanda de distorsión se calculó la cuantía de refuerzo longitudinal con la ecuación (3.7), cuyo valor fue de 0.01393.

En una segunda iteración se calculó la relación  $I_{cr}/I_g$  con la ecuación (3.9), para poder evaluar la rigidez agrietada y en consecuencia el periodo de vibración para poder calcular la demanda de desplazamiento. En la tabla 4.4 se muestran los valores obtenidos.

**Tabla 4.4 Iteraciones para obtener la cuantía de refuerzo longitudinal**

$\frac{I_{cr}}{I_g}$	$k_{cr}$ (Kg/cm)	$T_{cr}$ (s)	$\Delta_d$ cm	$\Delta_{yc}$ cm	$\frac{\Delta_{yc}}{\Delta_d}$	$\gamma$ %	$\rho_L$
0.61	46,859	0.70	1.80	1.90	1.06	0.600	0.01094
0.59	45,227	0.71	1.85	1.80	0.97	0.617	0.01240
0.60	46,023	0.70	1.84	1.85	1.01	0.613	0.01210

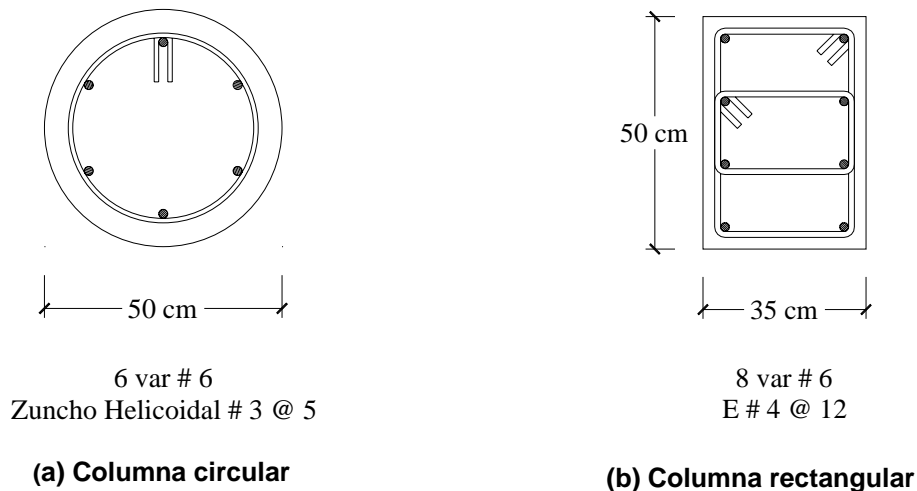
De acuerdo a la tabla 4.4, el acero de refuerzo longitudinal fue  $\rho_L = 0.01210$ , el armado propuesto se muestra en la figura 4.9 (b).

**Estado límite de supervivencia**

Para este estado límite se requiere el confinamiento efectivo  $\lambda_e$ , ecuación (3.13), para esto se utilizaron las recomendaciones del AASHTO, ecuaciones (1.18) y (1.19), las cuales arrojaron una cuantía volumétrica transversal  $\rho_{st}$  de 2.28 %.

Con el valor del confinamiento efectivo  $\lambda_e = k_e \rho_{st}$  y con la ecuación (3.11), se obtuvo una capacidad de distorsión última de 9.309 %, y en consecuencia un desplazamiento lateral inelástico de 27.93 cm.. Posteriormente se obtuvo la ductilidad de desplazamiento  $\mu$ , cuyo valor fue de 15.18.

Con el valor de la ductilidad de desplazamiento  $\mu$ , se obtuvo el desplazamiento inelástico con la ecuación (3.15), el valor fue de 9.33 cm. Por último se calculó de nuevo el valor de  $\lambda_e$  con la ecuación (3.11), el cual resultó ser 0.490 %; con base a este valor se procedió a detallar la sección tal como se muestra en la figura 4.9 (b).



**Figura 4.9 Diseño Rivera**

## Análisis de resultados

Como se puede apreciar, los diseños basados en desplazamiento, permiten obtener secciones más pequeñas que los basados en resistencia. Los valores de cuantía longitudinal y transversal que se obtuvieron entre ellos son muy parecidos, como se aprecia en la tabla 4.5. La diferencia entre estos procedimientos radica en que el de Rivera y Meli (2004) permite evaluar dos niveles de desempeño, el de servicio y el de supervivencia, a diferencia de los otros que solo evalúan uno, el de supervivencia.

### IV.5. Propuesta marco transversal con 2 columnas

En todas las obras de ingeniería civil se busca la buena funcionalidad y el buen costo de las mismas. Un proceso constructivo eficiente, que permita ejecutar la obra en menos tiempo, impactará notablemente en los costos de ésta. Por esta razón se resolvió el marco anterior de cuatro columnas como uno de dos columnas, debido a que los métodos basados en desplazamiento permiten de manera transparente obtener diseños óptimos.

Como en la propuesta anterior, se procede a obtener los diseños basados en resistencia y en desplazamiento, respectivamente. Se inicia con la propuesta que se muestra en la figura 4.10.

Para el cálculo de la carga axial  $P$ , se consideró el siguiente análisis de cargas, el área de la sección cajón se obtuvo con las dimensiones que se muestran en la figura 4.11:

$$\begin{aligned} \varpi_{PoPo} &= 1.8686 \text{ m}^2 \times 2,400 \text{ kg/m}^3 &= 4,485 \text{ kg/m} \\ \varpi_{losa} &= 5.0 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 2,400 \text{ kg/m}^3 &= 1,800 \text{ kg/m} \\ \varpi_{cm} &= \varpi_{cm} = \varpi_{asf} + \varpi_{guarn} \\ &= 5.0 \text{ m} \times 0.10 \text{ m} \times 2,200 \text{ kg/m}^3 + 2 \times 34 \text{ kg/m} &= 1,168 \text{ kg/m} \\ \varpi_{cv} &= 5.0 \text{ m} \times 950 \text{ kg/m}^2 &= 4,750 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el peso propio de la superestructura por metro lineal transversal de 5.0 m de ancho tributario es de 12,203 kg/m, en una longitud tributaria de 24 m se tiene una carga total de 292.87 t.

Para obtener la carga axial de diseño  $P$ , es necesario agregar a la carga anterior el peso correspondiente de la trabe rigidizante por columna, así como el peso propio correspondiente de la columna, de tal forma que:

$$P = 133.58 \text{ t} + P_{trabe} + P_{col} = 292.87 + 1.00 \times 1.40 \times 5.0 \times 2.4 + 1.767 \times 6 \times \frac{1}{3} \times 2.4$$

Finalmente las columnas están sometidas a una solicitación de 318.15 t cada una.

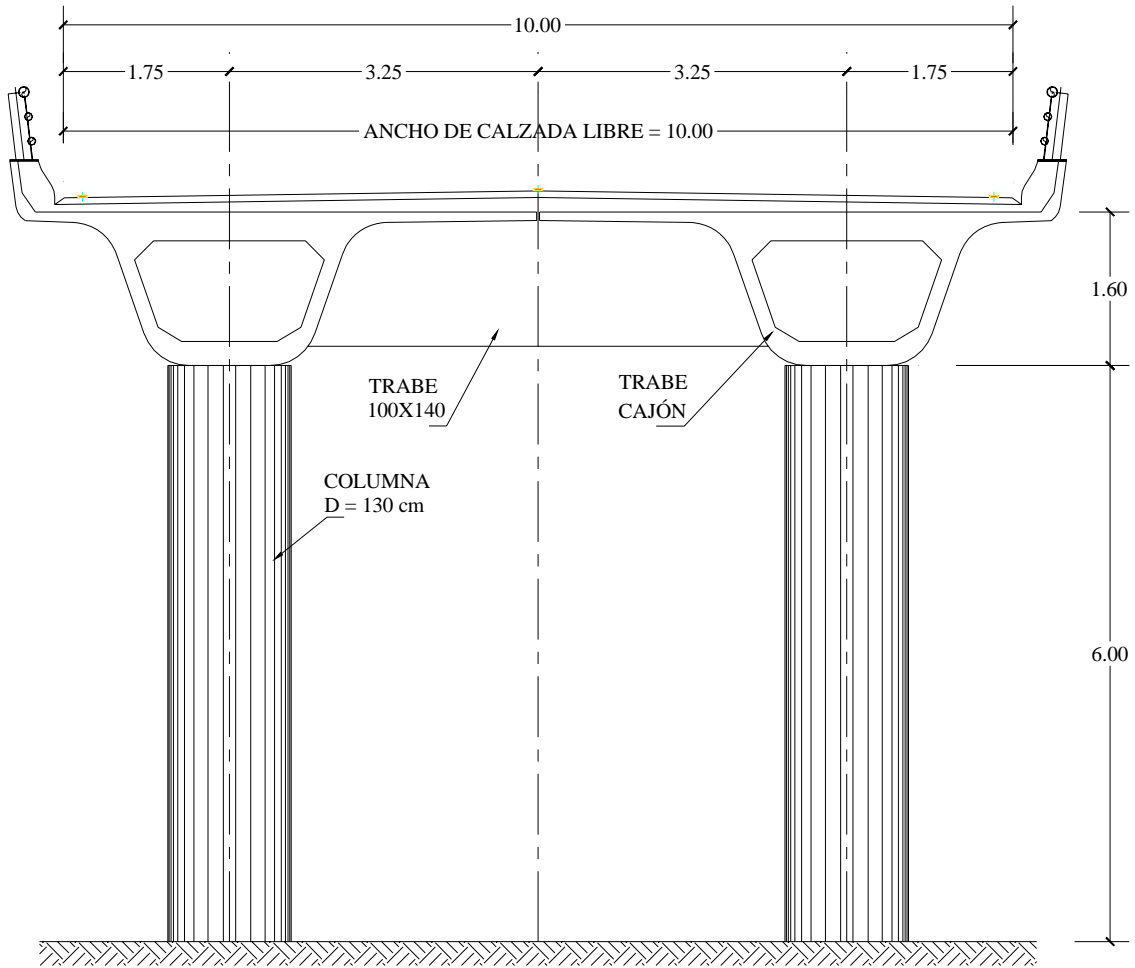


Figura 4.10 Sección transversal con 4 columnas puente urbano, eje B

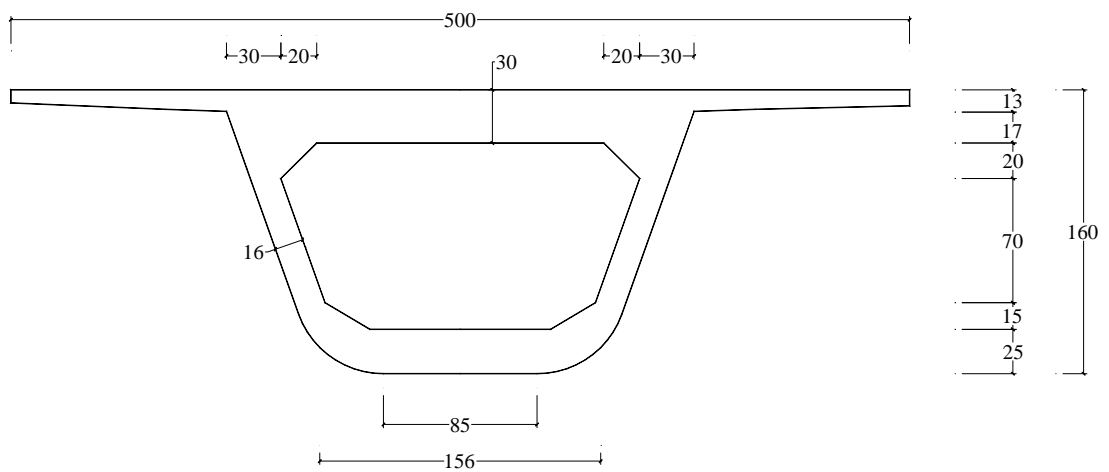


Figura 4.11 Dimensiones sección cajón

IV.5.1. Diseño conforme al RCDF y sus NTC-2004

Para el marco de dos columnas se muestran los diseños en las figuras 4.12 y 4.13, siguiendo el mismo procedimiento que en la sección IV.3 para un factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , igual a 2 y 4, respectivamente. Los valores de la cuantía longitudinal y transversal se muestran en la tabla 4.6.

Circular y rectangular  $Q=2$

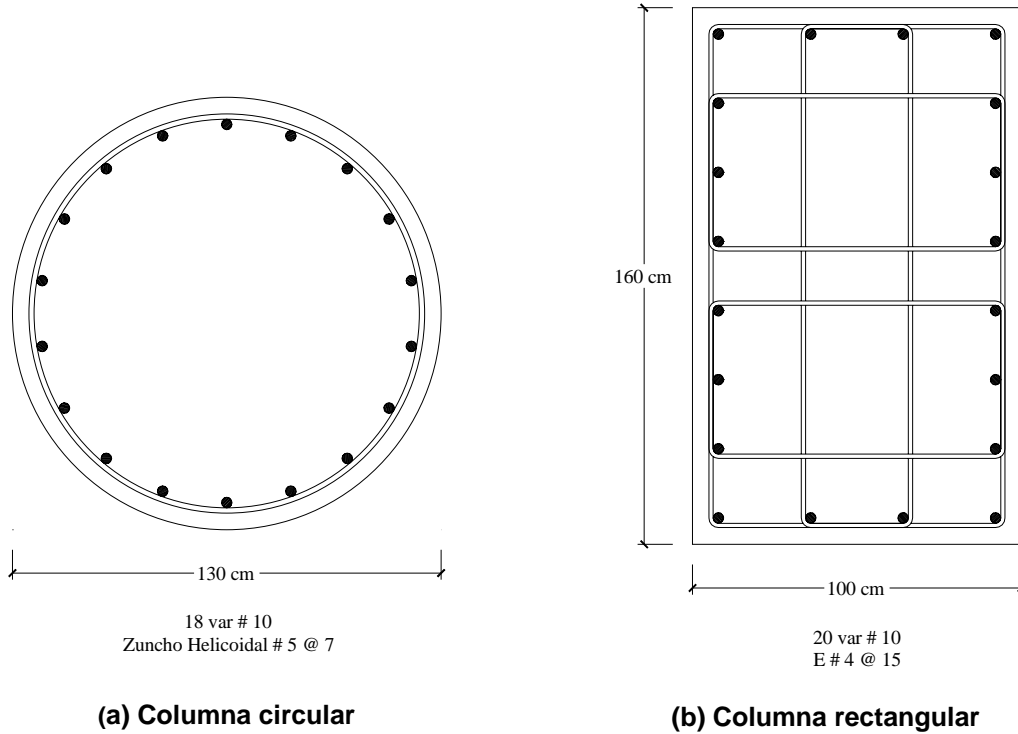


Figura 4.12 Diseño NTC-2004  $Q=2$

Circular y rectangular  $Q=4$

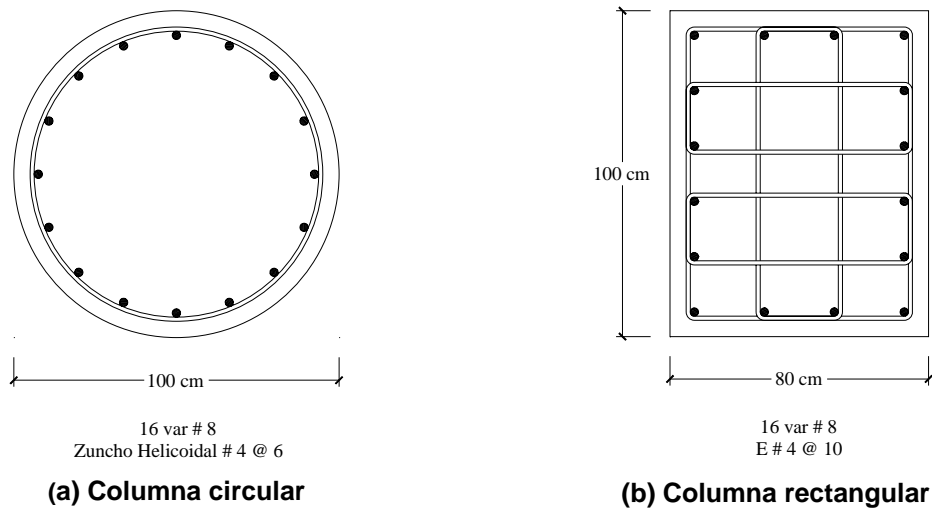


Figura 4.13 Diseño NTC-2004  $Q=4$

IV.5.2. Diseño conforme a los procedimientos basados en desplazamiento

Para el marco de dos columnas se muestran los diseños en las figuras 4.14 4.15 y 4.16. Se siguió el mismo procedimiento que en la sección IV.4 para cada uno de los métodos basados en desplazamiento. Los valores de la cuantía longitudinal y transversal se muestran en la tabla 4.6.

Diseño de acuerdo a Priestley y Calvi (1996)

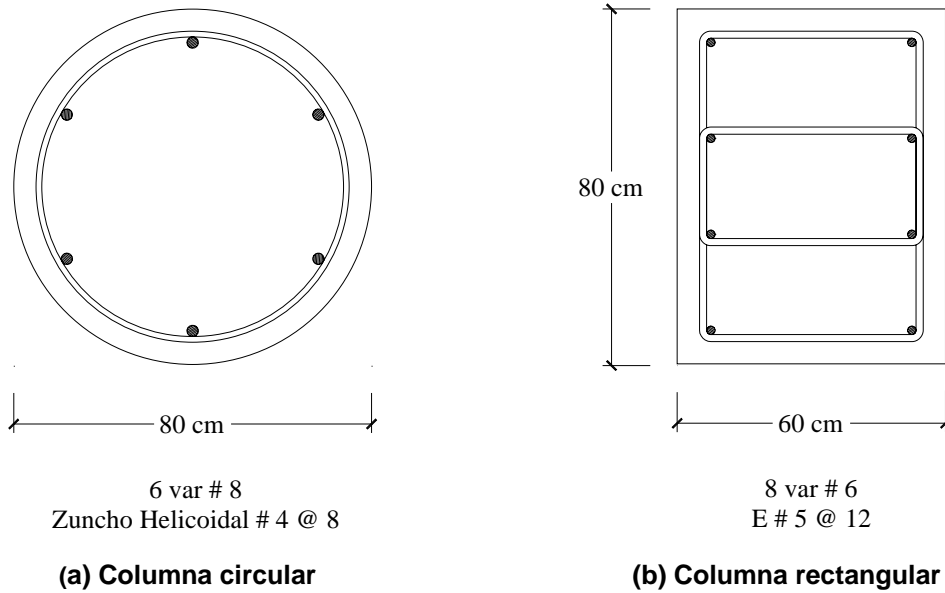


Figura 4.14 Diseño Priestley y Calvi

Diseño de acuerdo a Kowalsky (1995)

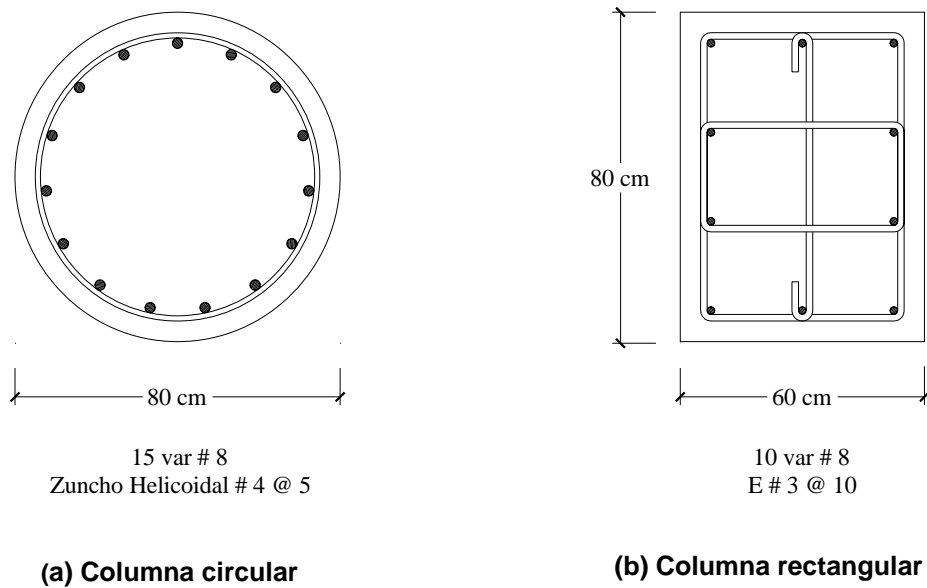
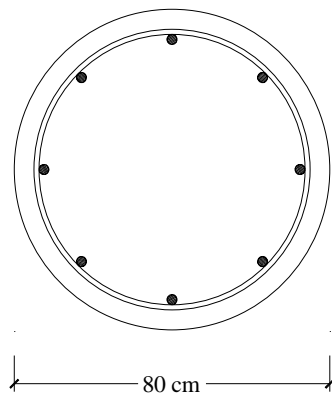


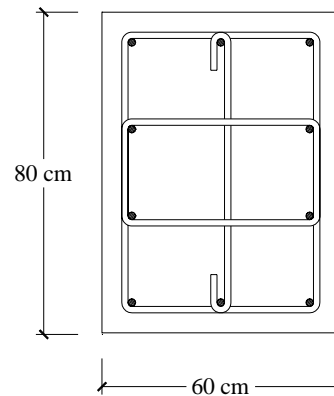
Figura 4.15 Diseño Kowalsky

Diseño de acuerdo a Rivera y Meli



8 var # 8  
Zuncho Helicoidal # 3 @ 7

(a) Columna circular



10 var # 8  
E # 3 @ 12

(b) Columna rectangular

Figura 4.16 Diseño Rivera

IV.6. Comparación de resultados de los diseños basados en resistencia y en desplazamiento de los modelos en estudio

Conforme a los diseños anteriores, marco de 4 columnas y de 2 columnas, se reportan los valores de las cuantías longitudinal y transversal en las tablas 4.5 y 4.6, respectivamente.

Tabla 4.5 Cuantías de acero longitudinal y transversal. Marco de 4 columnas

Procedimiento	Sección	Dimensiones	Cuantía longitudinal $\rho_L$ (%)	Cuantía transversal $\rho_{st}$ (%)
NTC-2004 Q = 2	Circular	80	3.150	0.507
	Rectangular	60 x 100	2.640	0.695
NTC-2004 Q = 4	Circular	60	2.869	3.800
	Rectangular	50 x 80	2.028	1.580
Priestley y Calvi	Circular	50	0.388	0.902
	Rectangular	40 x 50	0.792	1.237
Kowalsky	Circular	50	0.388	0.902
	Rectangular	30 x 40	0.237	0.974
Rivera	Circular	50	0.871	1.262
	Rectangular	35 x 50	1.300	1.647



Tabla 4.6 Cuantías de acero longitudinal y transversal. Marco de 2 columnas

Procedimiento	Sección	Dimensiones (cm)	Cuantía longitudinal $\rho_L$ (%)	Cuantía transversal $\rho_{st}$ (%)
NTC-2004 Q = 2	Circular	130	1.074	0.905
	Rectangular	100 x 160	0.990	0.748
NTC-2004 Q = 4	Circular	100	1.033	2.111
	Rectangular	80 x 100	1.014	1.573
Priestley y Calvi	Circular	80	0.605	0.907
	Rectangular	60 x 80	0.475	1.603
Kowalsky	Circular	80	1.510	1.450
	Rectangular	60 x 80	1.056	0.835
Rivera	Circular	80	0.807	0.580
	Rectangular	60 x 80	1.056	0.412

Como se muestra en ambas tablas, los diseños basados en desplazamiento arrojan secciones más pequeñas que los diseños del RCDF-2004, es decir, que los basados en resistencia. También se puede apreciar que la cuantía de refuerzo longitudinal es mucho menor en los primeros, ya que solo requiere la necesaria para darle la capacidad de desplazamiento elástico a la columna debida al sismo de diseño.

En cuanto a la cuantía de refuerzo transversal, las diferencias no son muy grandes, aunque en algunos casos esta fue menor en los métodos basados en desplazamiento. La ventaja radica en que un diseño basado en desplazamiento solo demandará la cantidad necesaria de acero transversal para cumplir con el estado límite de supervivencia.

## Conclusiones

En este trabajo se desarrolló una aplicación del método basado en desplazamiento para el diseño sísmico de columnas de concreto reforzado que forman marco en la dirección transversal de puentes urbanos.

Después de revisar los reglamentos nacionales e internacionales, se observó que la filosofía de diseño que emplean la mayoría de éstos, es la basada en resistencia. Dicha filosofía es muy conservadora debido a que estos reglamentos proporcionan el máximo confinamiento a las columnas sin tomar en cuenta el nivel de carga axial que actúa en las columnas y la demanda de desplazamiento debida al sismo de diseño.

En particular, en la práctica mexicana del diseño sísmico de puentes, suele acostumbrarse a diseñar sin el conocimiento del periodo de vibración de la estructura, lo que lleva a utilizar el mayor coeficiente sísmico del espectro de aceleración y no el correspondiente al periodo de vibración real del puente. Esta situación también contribuye a que los puentes puedan tener un margen de seguridad elevado con cantidades de material innecesarias.

Además, el diseño basado en resistencia no ofrece la transparencia suficiente para analizar de mejor manera la respuesta inelástica de los puentes, por lo que los parámetros representativos para llevar a cabo dicha respuesta se detallan de forma más explícita en un diseño basado en desplazamiento. La ventaja que se tiene con los métodos basados en desplazamiento respecto a los basados en resistencia, es que a partir del nivel de desempeño deseado del puente, se puede proporcionar el tamaño y refuerzo de la columna óptimos para satisfacer dicho nivel de desempeño. Tal vez la desventaja que exista con estos métodos es que se requieren de varias iteraciones para llegar a la solución final debido al refinamiento del proceso de diseño.

En este trabajo se revisaron diferentes métodos basados en desplazamiento, tales como: Rivera y Meli (2004), Priestley y Calvi (1996), y Kowalsky (1995), de estos métodos se puede apreciar que el primero de ellos ofrece la ventaja de revisar dos niveles de desempeño, servicio y supervivencia, lo cual es congruente con la práctica de diseño actual, en la que se intenta diseñar para estos estados límites con métodos basados en resistencia, mientras que los otros métodos solo se enfocan al análisis de un nivel de desempeño, que es el de supervivencia.

En cualquiera de los métodos anteriores se logran diseños óptimos con respecto al método basado en resistencia, esto se pudo apreciar en los ejemplos de aplicación, donde los diseños basados en desplazamiento arrojaron de manera más transparente, una sección más pequeña con menos cuantía de refuerzo longitudinal y un apropiado confinamiento transversal que los basados en resistencia, además de que la sección de la columna y el acero de refuerzo proporcionan la capacidad de deformación que demanda el sismo de diseño.

Falta por afinar algunos aspectos de estos métodos basados en desplazamiento para que puedan ser incorporados de manera simple y práctica en reglamentos nacionales, ya que en otras partes del mundo se ha adoptado esta filosofía de diseño en sus códigos de construcción, proporcionando al diseñador estructural una herramienta más para el diseño óptimo y racional de edificaciones vitales como los puentes.

## Glosario

**Amortiguamiento viscoso equivalente.** Es el amortiguamiento que resulta de la capacidad de deformación inelástica del elemento y que se emplea como equivalente de un sistema elástico para resolver la ecuación de movimiento en el rango de comportamiento lineal de la estructura.

**Ancho de grieta máximo.** Es aquel que se presenta durante la aplicación de una sollicitación sísmica, pero que se cierra después de la aplicación de dicha carga.

**Ancho de grieta residual.** Es aquella grieta que se presenta después de que se retira la carga sísmica de la columna de concreto.

**Capacidad de curvatura plástica.** Es la capacidad de rotación de la sección del elemento estructural cuando incurre en el rango de comportamiento no lineal del material.

**Cuantía volumétrica transversal del acero.** Es la relación entre el volumen del acero transversal y el volumen de concreto confinado contenido en una separación de estribos.

**Curvatura de fluencia.** Es la rotación que experimenta la sección del elemento estructural en el momento que empieza a fluir el acero de refuerzo.

**Distorsión de fluencia.** Es la relación que existe entre el desplazamiento de fluencia y la altura de la columna.

**Ductilidad de desplazamiento.** Es la relación que existe entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia de la columna.

**Estructura substituta.** Es el procedimiento en el cual un sistema inelástico es modelado como un sistema con propiedades elásticas equivalentes.

**Relación de aspecto.** Es la relación que existe entre el diámetro ó lado más corto de una sección y la altura de la columna.

**Rigidez agrietada.** Es la rigidez de una sección en la primera fluencia del refuerzo a flexión.

**Rigidez efectiva.** Es la rigidez secante del sistema asociada al desplazamiento máximo.

**Rigidez de post-fluencia.** Es la rigidez del elemento estructural en el rango no lineal del material.

**Inercia agrietada.** Es la inercia de una sección asociada a la primera fluencia del refuerzo a flexión.

1. AASHTO (2002), "Standard Specifications for Highway Bridges", American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc, 17th Edition, Washington, D.C.
2. AASHTO (2004), "LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc, 3rd Edition, Washington, D. C.
3. ACI-318, (2002), "Building Code. Requirements for Structural Concrete", American Concrete Institute.
4. Aschheim M. A. y Black E. F. (2000), "Yield point spectra for seismic design and rehabilitation", Earthquake spectra, 16, 317-336.
5. ATC (1996), Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, ATC 32, Applied Tech. Council, Redwood City, CA, USA.
6. Caltrans (2006), "Bridge Design Specifications Manual", California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento, California.
7. Caltrans (2000), "Memo to Designers", California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento, California.
8. Calvi G. y Kingsley G. (1995), "Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures", Earthquake and Structural Dynamics, Vol. 24, 1247-1266.
9. DEGTRA Ver 5.4.0, (2005), Instituto de Ingeniería, UNAM.
10. Eurocódigo 8, (1998), "Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes, Parte 2: Puentes", UNE-ENV, 1998-2.
11. Fabela Gallegos et al (2002), "Alteración de la rigidez y de la frecuencia de vibración debida a corrosión en vigas de concreto reforzado", Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla, Puebla.
12. Freeman S. A. (1998), "The capacity spectrum method as a tool for seismic design" Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paris.
13. Gulkan P. y Sozen M. (1974), "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions", ACI, 71, 604-610.
14. Kowalsky M. J., Priestley M. J. N. y Macrae G. A. (1995), "Displacement-based design of RC bridge columns in seismic regions", Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Vol. 24, 1623-1643.
15. Mander J. B., Priestley M. J. N. y Park R. (1988), "Observed stress strain behavior of confined concrete", Journal of Structural of Engineering ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1827-1849.
16. MDOC-CFE, (1993), "Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo. Acciones", Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.
17. Miranda E. y Ruíz J. (2002), "Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 539-560.

18. Moehle J. P. (1992), "Displacement-based design of RC structures subjected to earthquakes", *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 3.
19. Norma SCT-Sismo, (2004), "Norma para el Proyecto de Puentes y Estructuras", Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
20. NTC-Concreto (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.
21. NTC-Criterios y Acciones, (2004), "Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.
22. NTC-Sismo (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.
23. Panagiotakos T. y Fardis M. (2001), "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate", *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 2.
24. Park R, y Paulay T. (1980), "Estructuras de concreto reforzado", Editorial Limusa, México, 796 p.
25. Priestley, N., Seible, F., and Calvi, G. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York: John Wiley and Sons, Inc., USA.
26. RCDF, (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.
27. Rivera D. (2005), "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.
28. Rivera D. (2005-b), "Revisión de los métodos aproximados para calcular demandas de desplazamiento inelástico en suelos blandos", XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, D.F.
29. Rivera y Meli, (2004), "Capacidad de desplazamiento lateral de columnas de puentes de concreto reforzado", *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, SMIE*.
30. Rivera y Meli (2004), "Procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes de concreto reforzado", *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, SMIE*.
31. Saatcioglu M. y Razvi S. R. (2002), "Displacement-based design of reinforced concrete columns for confinement", *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 1, 3-11.
32. SAP2000 Nonlinear Advanced 9.0.3, Copyright 1976-2004, Computers and structures, Inc.
33. Sullivan T. J., Calvi G. M. y Priestley M. J. N. (2003), "The limitations and performances of different displacement based design methods", *Journal of earthquake Engineering*, Vol. 7, Imperial College Press, 201-241.
34. Terán A. (1997), "Replanteamiento de los métodos actuales de diseño sismorresistente mediante el uso de conceptos de desempeño", *Revista Ingeniería Civil*, No. 333.