



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN  
INGENIERIA**

FACULTAD DE INGENIERIA

**PROPUESTA DE CRITERIOS DE REFUERZO EN  
COLUMNAS DE PUENTES DE CONCRETO  
REFORZADO PARA SATISFACER LAS  
DEMANDAS SÍSMICAS DEL VALLE DE MÉXICO**

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERIA**

INGENIERIA CIVIL - ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

**OMAR DOMÍNGUEZ RODRÍGUEZ**

TUTOR:

**DR. DARÍO RIVERA VARGAS**



2009



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.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. MELI PIRALLA ROBERTO

Secretario: DR. LÓPEZ BÁTIZ OSCAR

Vocal: DR. RIVERA VARGAS DARÍO

1er. Suplente: DR. REINOSO ANGULO EDUARDO

2do. Suplente: M. I. GARCÍA DOMÍNGUEZ OCTAVIO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

México D.F.

**TUTOR DE TESIS**

DR. RIVERA VARGAS DARÍO

---

**FIRMA**

## AGRADECIMIENTOS:

Al señor, que me dio la oportunidad de vivir

A mi madre, por guiar mis pasos para llegar a ser un profesionista

A mis hermanas y familia, que sin su apoyo incondicional no hubiese podido realizar este sueño

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por abrirme sus puertas

A mis maestros, por todo el conocimiento transmitido

A mis compañeros, por el apoyo brindado

A mi tutor, por las atenciones tomadas para la realización de este trabajo

A mis sinodales, por sus valiosos comentarios

## I. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes .....	1
1.2 Daño sísmico en puentes de concreto reforzado .....	1
1.3 Planteamiento del problema .....	6
1.4 Objetivos y Alcance .....	6
1.5 Contenido .....	7

## II. CRITERIOS DE REFUERZO EN COLUMNAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

2.1 Antecedentes .....	8
2.2 Reglamentos .....	9
2.2.1 ACI-318 .....	9
2.2.2 AASHTO .....	10
2.2.3 NTC-Concreto .....	11
2.2.4 Caltrans .....	11
2.2.5 NSZ 3101 .....	12
2.2.6 ATC-32 .....	12
2.2.7 Eurocódigo .....	13
2.2.8 Comparación de los reglamentos .....	14
2.3 Criterios basados en desplazamiento .....	15
2.3.1 Paulay y Priestley (1992) .....	15
2.3.2 Saatcioglu y Razvi (2002) .....	17
2.3.3 Brachmann et al. (2004) .....	18
2.3.4 Rivera (2005a) .....	19
2.3.5 Comparación de los criterios .....	20

## III. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN INELÁSTICA DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

3.1 Antecedentes .....	22
3.2 Ecuaciones disponibles en la literatura .....	22
3.3 Evaluación de los criterios con respecto a resultados experimentales .....	24
3.3.1 Descripción de los especímenes .....	24
3.3.2 Base de datos .....	27
3.3.3 Análisis de resultados .....	29

## IV. ESTIMACIÓN DE LAS DEMANDAS SÍSMICAS DE DESPLAZAMIENTO

4.1 Antecedentes .....	32
4.1.1 Origen y características de los sismos .....	32
4.1.2 Peligro sísmico y efectos de sitio en el valle de México .....	35

4.2 Demandas de desplazamiento elástico .....	37
4.2.1 Espectros de diseño conforme a las NTC-Sismo (2004) .....	37
4.2.2 Espectros de diseño de desplazamiento .....	40
4.3 Demandas de desplazamiento inelástico .....	41
4.3.1 Respuesta de sistemas (S1GL) .....	41
4.3.2 Métodos aproximados .....	42
4.3.3 Método aproximado empleado .....	44

## **V. PROPUESTA DE CUANTÍAS DE REFUERZO**

5.1 Antecedentes .....	46
5.2 Revisión de la propuesta de NTC-Diseño y Construcción de Puentes Urbanos ..	46
5.2.1 Filosofía de diseño .....	46
5.2.2 Clasificación de puentes urbanos .....	46
5.2.2.1 Importancia .....	46
5.2.2.2 Estructuración .....	46
5.2.2.3 Geometría .....	47
5.2.2.4 Desempeño sísmico .....	47
5.2.2.5 Redundancia .....	48
5.2.2.6 Factor de comportamiento sísmico .....	48
5.3 Derivación de las cuantías de refuerzo para columnas de puentes.....	49
5.3.1 Criterio basado en desplazamiento .....	49
5.3.2 Procedimiento para la obtención de las cuantías de refuerzo .....	54
5.3.3 Análisis de la variación del refuerzo transversal respecto al refuerzo longitudinal .....	56
5.3.4 Cuantías de refuerzo propuestas .....	58
5.3.5 Detallado de las secciones .....	60

## **VI. VERIFICACIÓN DE LAS CUANTÍAS MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEALES.**

6.1 Antecedentes .....	61
6.2 Análisis no lineales .....	61
6.2.1 Análisis no lineal estático .....	61
6.2.2 Análisis no lineal dinámico .....	63
6.3 Consideraciones para la modelación de los prototipos de columnas de puentes	64
6.4 Análisis de resultados .....	67

## **VII. CONCLUSIONES** .....

72

## **ANEXOS** .....

74

## **REFERENCIAS** .....

88

---

## RESUMEN

Los criterios de refuerzo transversal para columnas de puentes de concreto reforzado señalados en los códigos, están pensados para proporcionar una adecuada resistencia y ductilidad a la columna ante el sismo de diseño, por lo que su aplicación a zonas de moderada y baja sismicidad no es coherente. En este estudio se proponen criterios de refuerzo considerando: cierto nivel de ductilidad en la columna, mecanismo de falla por flexión y los aspectos esenciales del diseño sísmico de columnas de puentes, como son la demanda sísmica y la capacidad de la columna. Utilizando los espectros de diseño indicados en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y un método aproximado para la estimación de las demandas sísmicas inelásticas, mientras que para la estimación de la capacidad, se compararon tres métodos basados en desplazamiento respecto a resultados experimentales, utilizando el que mejor aproximación de la capacidad presentó. Los criterios de refuerzo propuestos se verificaron en términos de la ductilidad, mediante análisis no lineales estáticos y dinámicos de prototipos de columnas. Concluyendo que la ductilidad obtenida de los análisis no lineales fue generalmente mayor respecto de aquellas obtenidas con conceptos basados en desplazamiento, mientras que, las demandas de ductilidad inducidas por un sismo extraordinario como el sismo de la ciudad de México en 1985, fueron menores que la capacidad dúctil estimada.

## Summary

The lateral reinforcement requirement for reinforced concrete bridge columns specified in the codes, are designed to provide adequate strength and ductility of the column before the earthquake design, so its application to moderate and low seismicity areas is not consistent. This study propose criteria for reinforcement considering: some level of ductility in the column, mechanism of failure by bending and the essential aspects of the seismic design of bridge columns, such as the seismic demand and capacity of the column. Using the design spectra specified in the Technical Standards Complementary Building Regulations for the Federal District and an approximate method for estimating seismic demands Inelastic, while for the estimation of capacity, compared three displacement-based methods respect to experimental results, using the best approximation of the capacity provided. The reinforcement criteria proposed were check in terms of ductility, through nonlinear analysis of static and dynamic prototypes columns. Concluding that the ductility obtained from the nonlinear analysis was generally higher for those obtained with displacement-based concepts, while, the demands of ductility induced by an extraordinary earthquake as the Mexico City's earthquake in 1985, were lower than the capacity ductile estimated.

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

El crecimiento de los asentamientos humanos trae consigo entre otras cosas, la necesidad de dotarlo de servicios básicos, como son: el suministro de agua potable, electricidad y sistemas de comunicación. Estos últimos son necesarios tanto para la comunicación interna como externa, entre los que se encuentran los de infraestructura vial, los cuales constan de sistemas de transporte carretero.

En particular el crecimiento desenfrenado del que ha sido objeto la zona metropolitana de la ciudad de México ha dado lugar a la construcción de una gran infraestructura vial, para dotar a la ciudad de vías de comunicación eficientes, por lo que ha sido necesaria la construcción de diversos pasos a desnivel, recurriendo a los puentes urbanos.

En México los únicos documentos que tratan sobre el diseño de puentes son: el Manual de Obras Civiles de la CFE (1993) y las normas de SCT (2001), las cuales se enfocan en los métodos de análisis y las fuerzas sísmicas que se deben considerar en las estructuras de puentes, cabe mencionar que dichas normas están pensadas para puentes carreteros.

Actualmente, no se dispone de un reglamento de puentes pese a que existe una propuesta de Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Puentes Urbanos (Riobóo y Arce, 1997), el cual, en su versión preliminar, está basada en reglamentos extranjeros, tales como: AASHTO, Caltrans, ACI, entre otros, cuyos criterios establecidos están en función de las características propias del país de origen.

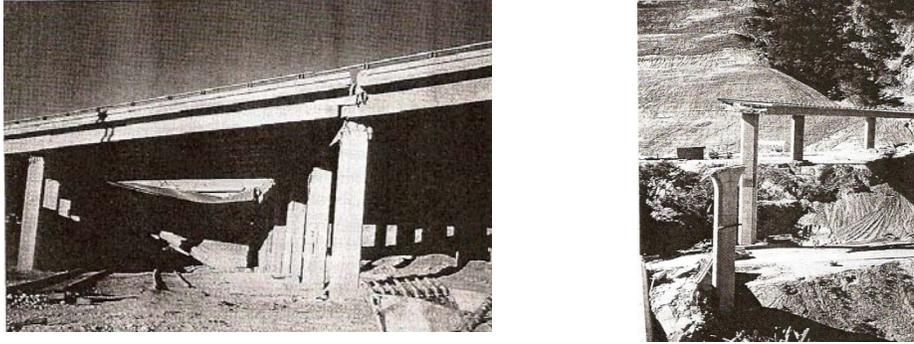
Por lo anterior se hace evidente la necesidad de desarrollar investigaciones que apoyen a la propuesta de NTC-Puentes Urbanos, en particular, en lo concerniente al comportamiento y diseño sísmico de puentes, ya que en el pasado se ha dado prioridad al estudio del desempeño sísmico de edificios.

### 1.2 Daño sísmico en puentes de concreto reforzado

El sismo es un supervisor de las deficiencias de diseño en las estructuras, ya que éste detecta las limitaciones de las mismas, llevándolas a incursionar en diversos estados de daño o inclusive al colapso. Por lo consiguiente, es necesario conocer las deficiencias que se han identificado en las estructuras de puentes en diversos países, que han sido objeto de eventos sísmicos.

Las fallas debidas a sismo que se han detectado en los diversos elementos que componen a la estructura de un puente, son las siguientes (Priestley *et al.*, 1996; Alcocer y López, 1995; Rivera, 2005a; Míreles V.R., 2002; Hernández y Campos, 2008):

- *Pérdida de apoyo en la superestructura.* Ésta se manifiesta generalmente en puentes donde la superestructura se apoya simplemente sobre columnas altas, y se enfatiza cuando los claros son muy grandes o existe un cierto ángulo de esviajamiento entre el eje del camino y los apoyos (Figura 1.1). La primera de ellas es producto del movimiento no sincronizado que presenta el sismo en la base de las columnas, debido a las longitudes de sus ondas, lo que puede provocar desplazamientos longitudinales de los apoyos mayores a su ancho, la segunda se debe a las fuerzas de rotación que se inducen en la superestructura producto del ángulo de esviajamiento.



**Figura1.1** Pérdida de apoyo en la superestructura (San Fernando 1971)

- *Falla de apoyo en la subestructura.* Este tipo de falla se presenta cuando en el terreno sobre el que se apoya la subestructura existe una disminución o pérdida de la capacidad de carga del suelo, dicha pérdida generalmente esta asociada al efecto de licuación el cual se presenta en suelos granulares saturados (Figura 1.2).



**Figura1.2** Pérdida de apoyo de la Subestructura (Costa Rica 1990)

- *Golpeteo entre estructuras adyacentes.* Este mecanismo de daño se presentan cuando en dos estructuras adyacentes, con diferentes niveles de piso, la holgura entre ellas es insuficiente lo que trae consigo el golpeteo entre el piso de una y los elementos resistentes de la otra (Figura 1.3), por lo que dicha holgura debe de estar en función del desplazamiento máximo demandado por un sismo.



**Figura 1.3** Golpeteo entre estructuras adyacentes (Loma Prieta 1989)

- *Rotación del estribo de apoyo.* La rotación del estribo se relaciona con la respuesta de suelos blandos, la inadecuada compactación del terreno natural donde se desplanta el relleno de los estribos y la respuesta longitudinal tanto de la superestructura que golpea al estribo en la parte superior, como

de la presión de tierra que se ejerce sobre la parte inferior del estribo, lo que hacen que este tienda a rotar (Figura 1.4).



**Figura1.4 Rotación del estribo (Costa Rica 1990)**

- *Falla en los Topes.* Los topes son elementos que se colocan comúnmente en los cabezales de la subestructura a un costado de la superestructura, con el fin restringir el movimiento transversal de la superestructura apoyada simplemente. La falla que experimentan los topes se presenta cuando la capacidad a cortante del tope se ve rebasada por la fuerza lateral ejercida por la superestructura, y se enfatiza cuando existe una holgura entre la superestructura y el tope, ya que se presentan impactos de la superestructura sobre el tope (Figura 1.5).

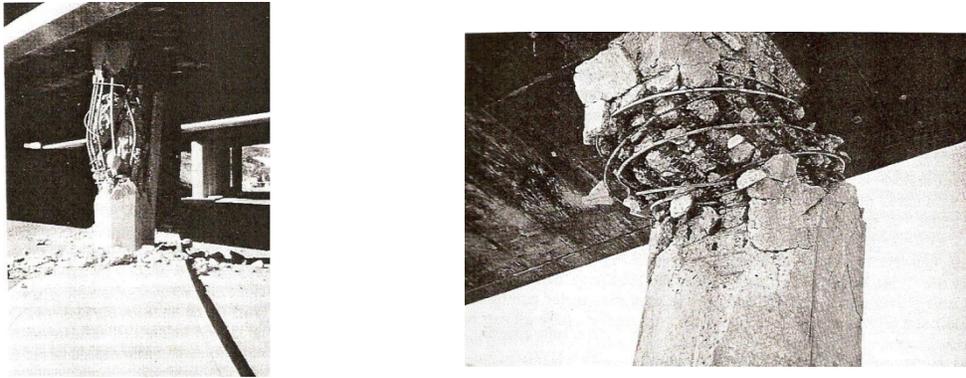


**Figura 1.5 Falla en topes (México 1985)**

- *Falla Cortante en columnas.* Se presenta debido a que en el diseño la resistencia a flexión fue más conservadora que la resistencia a cortante. Por lo que ésta se puede presentar tanto dentro de la articulación plástica como fuera de ella (Figura 1.6).

De acuerdo al mecanismo conjunto de arco y armadura que se utiliza para explicar este tipo de falla, la aparición de grietas diagonales determinan la falla súbita en elementos sin refuerzo transversal, por lo que la colocación del acero de refuerzo transversal retrasa tanto el desarrollo de las grietas diagonales debidas a cortante como el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal, incrementando la capacidad del elemento por cortante, para inducir así la falla por flexión las cuales se presentan en forma dúctil.

Este tipo de falla se presenta generalmente en columnas cortas cuyo claro de cortante  $M/V$  es menor de 3 veces el peralte o diámetro de la columna, donde  $M$  es el momento máximo y  $V$  es su fuerza cortante correspondiente (Priestley *et al.*, 1996).



**Figura 1.6 Fallas por cortante (San Fernando, 1971).**

- *Fallas por Flexión.*

Este mecanismo de daño se puede atribuir a los aspectos siguientes:

- i) *Insuficiencia en las longitudes de anclaje y problemas de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto que lo rodea.* Muchas veces las longitudes de anclaje que se proporciona a las barras del refuerzo longitudinal de un miembro en la conexión con elementos adyacente no es suficiente para que éstas alcancen su resistencia, produciéndose un desprendimiento de las barras. El mismo efecto se presenta cuando las longitudes de traslape en el acero de refuerzo longitudinal no es adecuado y se hacen presente grietas en la zona, o peor aun, cuando se depende el recubrimiento trayendo consigo problemas de adherencia.
- ii) *Insuficiencia tanto en resistencia como ductilidad a flexión.* Se presentó en puentes que se diseñaron mediante el enfoque elástico, en donde la resistencia a flexión proporcionada no fue suficiente para mantener a la estructura dentro del rango elástico de comportamiento, debido a que las fuerzas laterales en el diseño fueron subestimadas, lo que produjo grandes desplazamientos en la estructura, la cual no fue capaz de resistir debido a que no se le proporcionó una ductilidad adecuada, debido a que ésta no estaba considerada dentro de este enfoque de diseño. Como es bien conocido en la actualidad, para que una estructura sea capaz de soportar un sismo intenso, ésta debe de comportarse de manera dúctil.
- iii) *Corte prematuro del refuerzo longitudinal.* Este tipo de falla se presentó debido a una terminación prematura del acero de refuerzo longitudinal, este tipo de falla fue observada en Japón durante los sismos Urahawa-ohi en 1982 y en el de Kobe en 1995 (Figura 1.7).



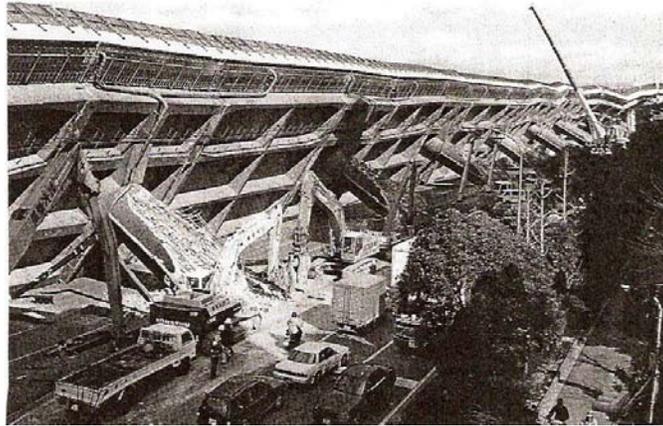
**a) San Fernando, 1971**



**b) Kobe, 1995**

**Figura 1.7 Fallas por flexión, a) Deslizamiento del refuerzo longitudinal, b) Terminación prematura del refuerzo longitudinal**

De las fallas más importantes de estas estructuras fue la que se presentó en Japón durante el sismo de Kobe en 1995, en donde colapsó un tramo de la carretera Hanshin con estructuración a base de columnas aisladas y traveses portantes simplemente apoyadas en las columnas, formando una estructura tipo péndulo invertido poco redundante, el colapso fue provocado por la falla de 18 columnas debido a problemas de flexión, flexocompresión, adherencia y anclaje (Alcocer y López, 1995). Dicha falla puede observarse en la figura 1.8.



**Figura 1.8** Colapso de un tramo de la carretera Hanshin

En México los puentes han presentado un buen desempeño sísmico hasta el momento. De los daños más importantes que se han presentado son aquellos reportados en el trabajo de Hernández y Campos (2008), en el cual se hizo una revisión de los daños en puentes carreteros provocados por el sismo del 19 de septiembre de 1985, dentro de los que destacan el daño en la subestructura de un puente ubicado en el Estado de Michoacán, la cual está conformada por una columna con un cabezal en doble voladizo apoyada sobre una pila, el daño se identificó en la unión del cabezal con la columna, el cual consistió en fractura del concreto y pandeo del refuerzo longitudinal, tal como se aprecia en la figura 1.9.



**Figura 1.9** Falla por flexión-cortante

Como se pudo ver, las fallas en columnas de puentes de concreto reforzado, ya sea por cortante o por flexión, están en función de la cantidad de acero de refuerzo transversal proporcionada. Así, la adecuada combinación del refuerzo longitudinal y transversal contribuye a que las columnas dispongan de buena capacidad de rotación de la sección, al retrasar el pandeo de las barras longitudinales, proporcionando cierta ductilidad al elemento, que como se mencionó anteriormente es esencial que los elementos desarrollen este tipo de comportamiento para soportar un sismo intenso.

### 1.3 Planteamiento del problema

Uno de los aspectos esenciales del diseño sísmico de puentes, es el diseño sísmico de las columnas, ya que de éstas depende, el buen desempeño de la estructura. Actualmente los requerimientos de refuerzo para las columnas indicados en los códigos, están basados en brindarle una capacidad de deformación inelástica adecuada ante el sismo de diseño, lo que puede derivar en columnas sobre-diseñadas en áreas de moderada y baja sismicidad. Por lo que es necesario realizar estudios encaminados a la determinación de criterios de refuerzo que estén relacionados con la demanda de deformación inelástica.

### 1.4 Objetivos y Alcance

El objetivo principal de esta investigación radicó en proponer criterios de refuerzo en columnas de puentes urbanos de concreto reforzado, ubicados en diferentes zonas sísmicas del valle de México, a fin de que tengan un desempeño dúctil o parcialmente dúctil, además de que las cantidades de acero transversal y longitudinal sean acordes a las demandas sísmicas de dichas zonas sísmicas. Para lograr lo anterior se utilizan conceptos de diseño sísmico basados en desplazamiento.

Los alcances de la presente investigación se describen a continuación:

- Se cubrieron puentes urbanos regulares discontinuos, es decir, puentes que no presenten: fuerte esviajamiento con el eje longitudinal y variación de rigidez en altura. En los cuales la superestructura es discontinua debido a la presencia de apoyos móviles o fijos, apoyándose cada tablero sobre una subestructura, por lo que cada tramo del puente se pueda analizar como un sistema de un grado de libertad (SIGL). Además de que la subestructura esté conformada por columnas aisladas o por marcos de dos columnas con uniones monolíticas con el cabezal, tal y como se puede apreciar en el anexo A.
- En este trabajo no fueron considerados los efectos de interacción suelo-estructura, en el caso de puentes ubicados en la zona de lago, ya que se limitó a considerar los aspectos esenciales del diseño sísmico de columnas de puentes, como lo son la demanda sísmica y la capacidad de la columna.
- Debido a que la mayoría de los estudios experimentales sobre columnas están enfocados a secciones transversales rectangulares y circulares, en este trabajo se contemplaron únicamente estos tipos de secciones.
- En este trabajo sólo se consideró el modo de falla a flexión de las columnas, para que éstas sean capaces de disipar energía por comportamiento inelástico mediante la formación de articulaciones plásticas en la base, ya que este es el tipo de mecanismo que da lugar a un comportamiento dúctil, que es recomendado en la filosofía actual de diseño sísmico.
- Se utilizaron los espectros de diseño incluidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC- Sismo, 2004), para la obtención de las demandas de desplazamiento, aunque dichos espectros están pensados para edificios, los cuales presentan ciertas características de sobrerresistencia y redundancia que pueden diferir de las presentadas por los puentes urbanos.
- Solo se considero la demanda sísmica de desplazamiento en una dirección, correspondiente al sentido transversal del puente, para el cual, las cuantías propuestas proporcionan la capacidad última necesaria para satisfacer dicha demanda. Por lo que, para el sentido longitudinal se tendrá que verificar que la demanda no supere a la capacidad de la columna.

## **I.5.-Contenido**

Este trabajo está conformado de siete capítulos, cuyo contenido se resumen brevemente a continuación.

Después de describir los daños sufridos por los puentes a consecuencia de eventos sísmicos, así como del planteamiento de lo objetivo y alcance de la investigación, en el capítulo dos se comentan los diferentes criterios de refuerzo tanto longitudinal como transversal para columnas de puentes, indicados en diferentes códigos de diseño y algunas propuestas de trabajos de investigación, esto con el fin de observar la variación que existe entre dichos criterios.

En el tercer capítulo se analizan tres propuestas de diseño basadas en desplazamiento, mediante las cuales se determina la capacidad última de desplazamiento que tienen las columnas, y éstas fueron comparadas con las reportadas en varios estudios experimentales, por lo que se conformó una base de datos de estos. Todo esto se realizó con el fin de determinar que propuesta presenta mejor aproximación en su predicción con relación a los resultados experimentales.

En el cuarto capítulo se abordan de manera muy superficial las características de sismicidad del valle de México y la manera de obtener los espectros de desplazamiento a partir de los espectros de aceleración indicados en las NTC-Sismo (2004). Posteriormente, se hace una presentación de los métodos aproximados para estimar demandas de desplazamiento inelástico

En el quinto capítulo, se explica la propuesta de diseño basada en desplazamiento que se utilizó para proporcionar la cantidad de acero de confinamiento necesaria en función de la demanda de desplazamiento, por lo que a partir de esta propuesta, de las demandas de desplazamiento inelástico determinadas en el cuarto capítulo y de los criterios de cuantía longitudinal mencionados en el capítulo dos, es como se proporcionan los criterios de cuantía tanto longitudinal como transversal, que fue el objetivo de este trabajo.

En el capítulo sexto se realizó una verificación de las propuestas de cuantía de refuerzo longitudinal y transversal, en el sentido de revisar mediante análisis inelásticos si dichas cuantías desarrollan el comportamiento deseado, en términos de la ductilidad esperada, así como verificar que ante un sismo de intensidad extraordinaria, como el de 1985, no supere la capacidad de las columnas bajo el refuerzo propuesto.

En el último capítulo se emiten las principales consideraciones derivadas del estudio, así como recomendaciones para investigaciones futuras.

## **PRINCIPALES APORTACIONES DE ESTE TRABAJO**

Dentro de las principales aportaciones para el análisis y diseño de subestructuraciones de puentes, se pueden mencionar las siguientes:

- Se proponen cuantías de refuerzo, las cuales están en función de las demandas de desplazamiento sísmico de las principales zonas sísmicas en que se divide el valle de México.
- Se proporcionan recomendaciones sobre la configuración de las subestructuraciones, para que no deriven en cuantías de refuerzo que resulten imprácticas.
- Se muestran los niveles de ductilidad que pueden ser desarrollados por las subestructuraciones de puentes consideradas.

## CAPÍTULO II

### CRITERIOS DE REFUERZO EN COLUMNAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

#### 2.1 Antecedentes

La filosofía de diseño elástico de puentes, ha ido evolucionando debido al mal desempeño de estas estructuras durante los sismos ocurridos en San Fernando 1971, Loma Prieta 1989, y Kobe 1995, que fue adoptada por la mayoría de los códigos hasta antes de la década de los 70's (Priestley *et al.*, 1996).

La filosofía reciente del diseño sísmico de puentes busca que ante sismos de frecuente ocurrencia y de moderada intensidad la estructura se encuentre dentro del rango de comportamiento elástico, presentando daños ligeros como grietas poco visibles, de tal forma que siga operando de manera normal. En el caso de que el puente sufra una excitación sísmica de baja probabilidad de ocurrencia, pero de intensidad extraordinaria, se busca que la estructura tenga un comportamiento dúctil, con la formación de articulaciones plásticas en la subestructura, en la cual se presente un mecanismo de daño controlado y estable para que no se ponga en riesgo la integridad de los usuarios.

En los códigos de diseño de puentes suele emplearse el método basado en fuerzas, pero con las nuevas tendencias del diseño sísmico por desempeño se ha buscado incorporar en el diseño sísmico de puentes el diseño basado en desplazamiento.

*Diseño Basado en Fuerzas.* De un espectro de aceleraciones de diseño se determina el coeficiente sísmico con el cual se habrá de obtener la fuerza de inercia inducida por el sismo de diseño, y de acuerdo al tipo de estructuración se le asigna un factor de comportamiento sísmico. Con base en la estructuración, ubicación e importancia del puente, se determina el método de análisis a utilizar para la obtención de los elementos mecánicos para el diseño final de la estructura.

*Diseño Basado en Desplazamientos.* En este procedimiento de diseño 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 a Rivera (2005a), para que los puentes urbanos de concreto reforzado tengan un buen desempeño sísmico las columnas deben disipar energía a través de su comportamiento inelástico. De acuerdo a algunos trabajos (Saatcioglu y Razvi, 2002; Brachmann *et al.*, 2004; Rivera 2005a), el desempeño sísmico de éstas se ve fuertemente influenciado, principalmente, por parámetros como el nivel de carga axial, resistencia de los materiales, cantidad y arreglo del acero de refuerzo transversal, la relación de aspecto, y el nivel de distorsión demandado.

Con el propósito de contar con un panorama general sobre las cantidades de acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal en columnas de puentes de concreto reforzado, se presenta una recopilación de los requerimientos que establecen diferentes códigos y propuestas. Es necesario comentar que algunos de estos criterios no son del todo aplicables a columnas de puentes, pero sus requerimientos son usados en la práctica de diseño de estas estructuras, como son los criterios del ACI-318 (2005) y de las NTC-Concreto (2004).

## 2.2. Reglamentos

### 2.2.1 ACI -318 (2005)

Este código especifica límites tanto inferior como superior para la cuantía de acero de refuerzo longitudinal.

La razón de establecer un límite inferior obedece principalmente a dos cuestiones, la primera es para proporcionar una capacidad resistente a momento mayor al del momento de agrietamiento, requiriendo comúnmente en los códigos un margen del 20%, pero éste es insuficiente, por lo que para lograr un buen desempeño es recomendable un margen del 100% (Priestley *et al.*, 1996), y la segunda, de acuerdo a un reporte del *ACI Committee 105*, donde se observó mediante pruebas experimentales, que existe una tendencia del concreto a transferir esfuerzos al refuerzo longitudinal, debidos al flujo plástico y a la contracción del primero, y dicha tendencia incrementa conforme decrece la cuantía de acero de refuerzo longitudinal, por lo que de no existir un límite inferior, los esfuerzos en el acero podrían alcanzar niveles de fluencia ante cargas sostenidas de servicio. Como recomendaciones de dicho reporte, se propusieron cuantías de refuerzo longitudinal de 0.01 y 0.005 como límites inferiores para secciones con refuerzo en espiral y en anillos, respectivamente (ACI-318, 2005).

El límite superior en la sección es debido al congestionamiento del acero, la transferencia de cargas de los elementos de piso a la columna y el desarrollo de niveles de esfuerzos cortantes muy altos.

Finalmente, la cuantía de acero de refuerzo longitudinal  $\rho_l$ , definida como la relación entre el área de acero longitudinal y el área de la sección transversal, tanto para columnas rectangulares como circulares deberá estar dentro del siguiente intervalo:

$$0.01 \leq \rho_l \leq 0.06$$

La cantidad de acero de refuerzo transversal se derivó de igualar el incremento en la resistencia que proporciona el confinamiento del núcleo, a la capacidad concéntrica del recubrimiento, esto en secciones circulares, en las cuales se considera que la eficiencia del confinamiento de espirales muy cerradas es del 100% de la presión de un fluido (Ecuación. II.1). Mientras que para el confinamiento de secciones rectangulares (Ecuación. II.3) se obtuvo a partir de considerar una eficiencia del 75% de aquella para secciones circulares, como lo mencionan Sakai y Sheikh (1989) y mas recientemente Saatcioglu y Razvi (2002).

La cantidad de acero de refuerzo transversal para la zona de articulación plástica, será la mayor que resulte de las siguientes expresiones:

- Circulares:

$$\rho_s \geq 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (\text{II.1})$$

$$\rho_s \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (\text{II.2})$$

- Rectangulares:

$$A_{sh} \geq 0.3 s h_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (\text{II.3})$$

$$A_{sh} \geq 0.09 s h_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (\text{II.4})$$

donde,  $\rho_s$  es la cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal, la cual se define como la relación entre el volumen de acero transversal y el volumen de concreto confinado por el paso de un espiral o estribo circular,  $A_g$  es el área gruesa de la sección transversal,  $A_c$  es el área del núcleo confinado

(generalmente medida centro a centro de las ramas de los estribos),  $f'_c$  es la resistencia a compresión especificada del cilindro de concreto,  $f_{yt}$  es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal,  $A_{sh}$  es el área de refuerzo transversal en alguna de las direcciones principales de la sección transversal,  $s$  es la separación vertical entre estribos (medida centro a centro), y finalmente,  $h_c$  es la dimensión del núcleo confinado perpendicular a la dirección del área de acero transversal a considerar.

Las expresiones II.2 y II.4 se establecieron para secciones de grandes dimensiones (ACI-318, 2005), consideradas así, aquellas cuya relación  $A_g/A_c$  fuese menor o igual que 1.27 y 1.30 para secciones circulares y rectangulares, respectivamente. Dichas expresiones muestran una eficiencia de confinamiento por estribos rectangulares de 67% con respecto a los circulares, mostrando una incongruencia con la eficiencia tomada para la deducción del otro par de expresiones.

El espaciamiento del acero de refuerzo transversal no deberá exceder a la menor de las siguientes distancias:

- $\frac{1}{4}$  de la dimensión menor de la sección
- $6 d_b$
- $s_o = 4 + \left(\frac{14-h_x}{3}\right)$ , pero  $10 \text{ cm} \leq s_o \leq 15 \text{ cm}$ . ( $h_x \leq 35 \text{ cm}$ . a los centros de la ramas de grapas o estribos)

donde,  $d_b$  es el diámetro de la varilla longitudinal,  $h_x$  espaciamiento horizontal entre ramas de estribos ó grapas.

### **2.2.2 AASHTO (2007)**

Los requerimientos sismorresistente para columnas de esta especificación se basan en el trabajo realizado por el ATC-32 durante los años 1979-1980, posterior a éste, el sismo de Loma Prieta en 1989 proporcione una mejor comprensión del comportamiento de elementos de concreto ante sollicitaciones sísmicas (Díaz J. C., 2007).

Como se puede observar los requerimientos de acero de refuerzo son semejantes a los estipulados por el ACI-318 (excepto la expresión II.5).

Por lo que para la cantidad de acero de refuerzo longitudinal tanto para columnas rectangulares como circulares deberá estar dentro del siguiente intervalo:

$$0.01 \leq \rho_l \leq 0.06$$

La cantidad de acero de refuerzo transversal para la zona de articulación plástica, será la mayor que resulte de las expresiones II.1 y II.2 para secciones circulares, mientras que para secciones rectangulares se emplean la expresión II.3 y la siguiente:

$$A_{sh} \geq 0.12 s h_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (\text{II.5})$$

El espaciamiento del acero de refuerzo transversal no deberá exceder a la menor de las siguientes distancias:

- $\frac{1}{4}$  de la dimensión menor de la sección
- 10 cm

### 2.2.3 NTC – Concreto (2004)

Aunque los requisitos de este reglamento están pensados para elementos estructurales de edificios, no se descarta la aplicabilidad a estructuras especiales como el caso de puentes. Los requerimientos sismorresistentes de acero de refuerzo transversal que proporciona este código son idénticos a los del ACI-318.

Por lo que la cantidad de acero de refuerzo longitudinal tanto para columnas rectangulares como circulares deberá estar dentro del siguiente intervalo:

$$\frac{20}{f_y} \leq \rho_l \leq 0.06 \quad \text{no considerados marcos dúctiles}$$

$$0.01 \leq \rho_l \leq 0.04 \quad \text{considerados marcos dúctiles}$$

siendo  $f_y$  el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal, en kg/cm<sup>2</sup>.

La cantidad de acero de refuerzo transversal para la zona de articulación plástica, será la mayor que resulte de las expresiones II.1 y II.2 para secciones circulares, mientras que para secciones rectangulares se emplean las expresiones II.3 y II.4.

El espaciamiento del acero de refuerzo transversal no deberá exceder a la menor de las siguientes distancias:

- $\frac{1}{4}$  de la dimensión menor de la sección
- $6 d_b$
- 10 cm

### 2.2.4 Caltrans (1993)

Este reglamento dentro de sus especificaciones para el diseño de puentes, recomienda que la cuantía de acero de refuerzo longitudinal en columnas de puentes de concreto reforzado se encuentre dentro del siguiente intervalo:

$$0.01 \leq \rho_l \leq 0.08$$

Para la determinación del acero de refuerzo transversal, se propone una modificación a las expresiones propuestas por el ACI-318 con base en el código de Nueva Zelanda, en los cuales además de las propiedades geométricas y mecánicas de la sección, se involucra dentro de las expresiones II.6 a II.9 el nivel de carga axial (en términos de la resistencia de la sección gruesa de concreto sin confinar) que se le demanda a la columna, proporcionando las siguientes expresiones:

- Circulares:

$$\rho_s \geq 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) \quad (\text{II.6})$$

$$\rho_s \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) \quad (\text{II.7})$$

- Rectangulares:

$$A_{sh} \geq 0.3 s h_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left( 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) \quad (\text{II.8})$$

$$A_{sh} \geq 0.12 s h_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) \quad (\text{II.9})$$

En la expresiones anteriores se ve reflejada la influencia del nivel de la carga axial para la determinación del acero de refuerzo transversal, dichas expresiones proporcionan la misma cantidad de acero transversal en columnas con demandas de carga axial de 40% respecto aquellas del ACI-318, mientras que para columnas con menor demanda de carga axial la cantidad decrece, caso contrario para columnas con demandas mayores a 40%.

El espaciamiento del acero de refuerzo transversal no deberá exceder al menor de los valores siguientes:

- $\frac{1}{5}$  de la dimensión menor de la sección
- $6 d_b$
- 20 cm

## 2.2.5 NSZ 3101 (1982)

Las cantidades de acero de refuerzo longitudinal que se le deben proporcionar a las columnas de concreto reforzado de acuerdo a un diseño sismorresistente es el siguiente:

$$0.01 \leq \rho_l \leq 0.04$$

Al igual que el reglamento del Caltrans (1993) se propone expresiones para determinar las cantidades de acero de refuerzo transversal necesarias para que la sección alcance un cierto nivel de ductilidad de curvatura, por lo que las expresiones propuestas son las que se describen de II.6 a II.9. La única diferencia con respecto a Caltrans estriba en que el termino  $f'_c A_g$  se multiplica por  $\phi$  que es el factor de reducción de resistencia, que para miembros confinados es de 0.9.

En cuanto al espaciamiento del acero de refuerzo transversal se recomiendan los mismos criterios descritos en el código del Caltrans (1993).

## 2.2.6 ATC-32 (1996)

La cantidad de acero de refuerzo longitudinal que se le debe proporcionar a las columnas de concreto reforzado de acuerdo a este reglamento es:

$$0.01 \leq \rho_l \leq 0.04$$

Para dar un adecuado confinamiento a la zona de articulación plástica, en este reglamento, además de tomar en cuenta las propiedades geométricas y mecánicas de los materiales, así como el nivel de carga axial, se considera la cantidad de acero de refuerzo longitudinal, ya que las columnas con  $\rho_l$  altas son menos dúctiles que columnas con  $\rho_l$  bajas, por lo tanto, las columnas con  $\rho_l$  altas requieren de mas acero transversal para mejorar su comportamiento dúctil. Las expresiones propuestas a este respecto son:

- Circulares:

$$\rho_s \geq 0.16 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) + 0.13(\rho_l - 0.01) \quad (\text{II.10})$$

- Rectangulares:

$$A_{sh} \geq 0.12 s h_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) + 0.13 s h_c (\rho_l - 0.01) \quad (\text{II.11})$$

La separación (s) del acero de refuerzo transversal no deberá exceder a la menor de las siguientes distancias:

- 1/5 de la dimensión menor de la sección
- $6d_b$
- 200 mm

### 2.2.7 Eurocodigo 8

Las recomendaciones especificadas dentro de este código son proveer a la articulación plástica de un detallado adecuado para alcanzar un nivel mínimo de ductilidad de curvatura y capacidad de rotación en la sección crítica ante sollicitaciones sísmicas.

En columnas principales, el nivel de carga axial máximo al que se puede someter el elemento es del 65% de la resistencia de la sección gruesa de concreto. Mientras que la cuantía de acero de refuerzo longitudinal debe quedar dentro del siguiente intervalo:

$$0.01 \leq \rho_l \leq 0.04$$

Para determinar la cantidad de acero de refuerzo transversal para la zona de articulación plástica en columnas a las que se le demande más del 0.08 de la capacidad a compresión de su sección gruesa ( $P/A_g \cdot f'_c$ ), se debe recurrir a las siguientes expresiones:

- Circulares:

$$\omega_{wd} = \rho_s \frac{f_y}{f'_c} \tag{II.12}$$

$$\omega_{wd} \geq 1.9(0.15 + 0.01\mu_\phi) \left( \frac{A_g}{A_c} \right) (\eta_k - 0.08) \tag{II.13}$$

Pero no menor de 0.12

- Rectangulares:

$$\omega_{wd} = \rho_c \frac{f_y}{f'_c} \tag{II.14}$$

$$\omega_{wd} \geq 1.30(0.15 + 0.01\mu_\phi) \left( \frac{A_g}{A_c} \right) (\eta_k - 0.08) \tag{II.15}$$

Pero no menor de 0.08

donde,  $\omega_{wd}$  es un índice de la cantidad de acero de refuerzo transversal,  $\rho_c$  es la cuantía en área del refuerzo transversal que se define como la relación entre el área del acero transversal en una dirección principal de la sección transversal y el área confinada (perpendicular a la dirección principal considerada) por un estribo,  $\mu_\phi$  es la ductilidad de curvatura requerida (no menor de 15) y finalmente,  $\eta_k$  es el nivel de carga axial respecto a la resistencia a compresión de la sección gruesa de concreto.

El espaciamiento del acero de refuerzo transversal no deberá exceder a la menor de las siguientes distancias:

- $6d_b$
- $\frac{1}{5}$  de la dimensión menor del núcleo

### 2.2.8. Comparación de los reglamentos

Conociendo los parámetros, tales como: propiedades geométricas, mecánicas, y demanda tanto de carga axial como de ductilidad, que intervienen en las expresiones de los criterios para proporcionar a la zona de articulación plástica de columnas el acero necesario para que presente un desempeño satisfactorio ante el sismo de diseño, se establece una comparativa en las cantidades de acero de confinamiento que proporciona cada criterio a dos secciones transversales de columnas, en función de la demanda de carga axial (Figura 2.1). Para el caso de la sección transversal rectangular, dicha cantidad se expresa en términos de cuantía de área ( $\rho_c$ ) en la dirección fuerte de la sección, mientras que el de la sección circular se expresa en términos de cuantía volumétrica ( $\rho_s$ ). El intervalo de demanda axial que se utilizó, es el que comúnmente se encuentran expuestas las columnas de puentes de concreto reforzado, teniendo como límite superior un 30% de la resistencia a la compresión axial de la sección gruesa de concreto reforzado, que es comúnmente el nivel máximo al que se encuentran demandadas las columnas de puentes como lo menciona Wehbe *et. Al.*, (1999).

Las características de las secciones transversales utilizadas para la comparativa son: la rectangular es de 180 x 100 cm, con una altura de 900 cm, con una cuantía de acero de refuerzo longitudinal de 2%, que corresponde a 24 barras del No. 14 (4.4 cm), Mientras que la sección circular tiene un diámetro de 150 cm, y una altura de 750 cm, 2% de cuantía de refuerzo longitudinal, que corresponde a 36 barras del No. 11 (3.5 cm).

Las propiedades mecánicas nominales de los materiales para ambas secciones fueron  $f'_c = 300$  kg/cm<sup>2</sup>,  $f_y = f_{yt} = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>, considerando un recubrimiento de 5 cm medido al centro del acero longitudinal, para ambas secciones.

Para el criterio del Eurocódigo que involucra a la ductilidad de curvatura en la determinación de la cantidad de acero de confinamiento para la zona de articulación plástica, dicha cantidad se determinó para ductilidades de curvatura de 15 que corresponde a una ductilidad de desplazamiento de 6, de acuerdo a la expresión II.17 (Paulay y Priestley, 1992).

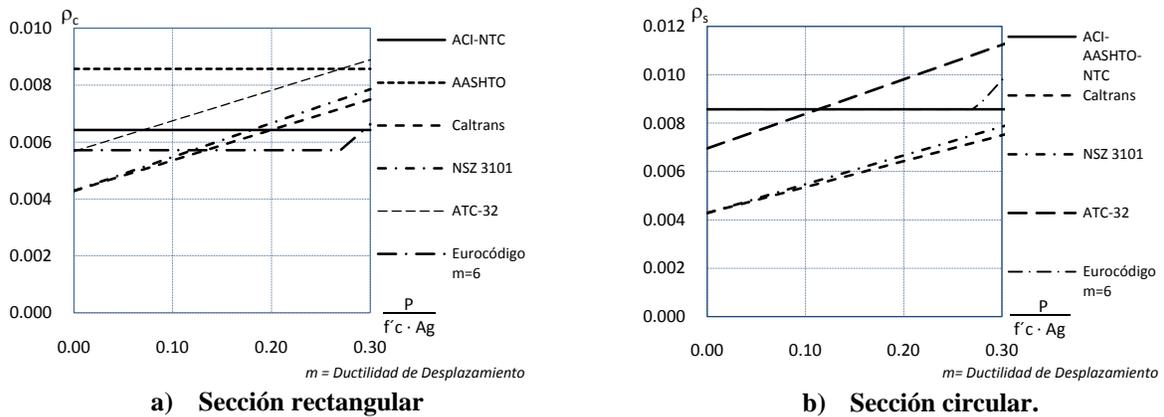


Figura 2.1 Refuerzo de confinamiento en función de la demanda de carga axial en secciones transversales de columnas de acuerdo a diferentes reglamentos

De los diferentes reglamentos, se observó que el ACI-318, AASHTO y NTC-Concreto, sus especificaciones no toman en cuenta parámetros de importancia, tales como: el nivel de carga axial y la demanda de desplazamiento, para establecer el confinamiento en la zona de articulación plástica de columnas de puentes, por lo cual, solo lo establecen en función de mantener igual la capacidad concéntrica de la columna después del desprendimiento del recubrimiento, de la resistencia de los materiales, tamaño de la sección transversal, considerando que con esa cantidad la columna presente un buen desempeño ante el sismo de diseño, por lo que resultaría antieconómico el establecer el mismo nivel de confinamiento a columnas ubicadas en zonas de moderada y baja sismicidad, de aquellas ubicadas en regiones de alta sismicidad (Wehbe *et al.*, 1999).

Algunos otros reglamentos, tales como: CALTRANS, ATC-32, NZS 3101, que ya incorporan el nivel de demanda de carga axial para el establecimiento del acero de confinamiento, e incluso el Eurocódigo, que adicional al nivel de carga axial también involucran la demanda de desplazamiento, expresado en ductilidad de curvatura, por lo que para regiones donde las demandas sísmicas son moderadas darían una idea del nivel de confinamiento que se le debe proporcionar a la sección transversal en la zona de articulación plástica.

De la comparativa antes mencionada se observó que los reglamentos que demandaron mas confinamiento fueron el AASHTO para secciones rectangulares y el ATC-32 para secciones circulares, los que demandaron un confinamiento moderado fueron los reglamentos del ATC-32, NSZ 3101, Caltrans y ACI-318 para secciones rectangulares, mientras que el Eurocódigo, ACI-318 y AASHTO para secciones circulares, y finalmente, los criterios que proporcionan niveles bajos de confinamiento son los del Eurocódigo para secciones rectangulares y NSZ 3101, Caltrans para secciones circulares. Como se puede observar resumido en la tabla 2.1.

**TABLA 2.1.- Niveles relativos de confinamiento de acuerdo a diferentes reglamentos**

Sección Transversal	Confinamiento		
	Alto	Moderado	Bajo
RECTANGULAR	AASHTO	ATC-32, NSZ 3101, Caltrans, ACI-318.	Eurocódigo
CIRCULAR	ATC-32	Eurocódigo, ACI-318, AASHTO	Caltrans, NSZ 3101

## 2.3 Criterios basados en desplazamiento

### 2.3.1 Paulay y Priestley (1992)

La cuantía de acero de refuerzo longitudinal recomendada en este trabajo es:

$$0.007 \leq \rho_l \leq 0.04$$

Sin embargo en otro trabajo, Priestley (Priestley *et al.*, 1996) propone las siguientes cantidades:

$$\begin{aligned} \text{Secciones Rectangulares: } & 0.008 \leq \rho_l \leq 0.04 \\ \text{Secciones Circulares: } & 0.005 \leq \rho_l \leq 0.04 \end{aligned}$$

Investigaciones teóricas y experimentales sobre columnas, hechas por Park *et al.* (1982), Scott *et al.* (1982) y Zahn *et al.* (1986), han mostrado que los requerimientos de acero de confinamiento para alcanzar un

nivel dado de ductilidad de curvatura dependen del nivel de demanda de carga axial en compresión. Basado en lo anterior, Paulay y Priestley propusieron la expresión II.16 para proporcionar a la zona de articulación plástica un adecuado confinamiento en función de la demanda de ductilidad de curvatura requerida, ésta es válida para secciones rectangulares y circulares con una demanda de carga axial mayor a 8% de la resistencia a compresión de la sección gruesa de concreto.

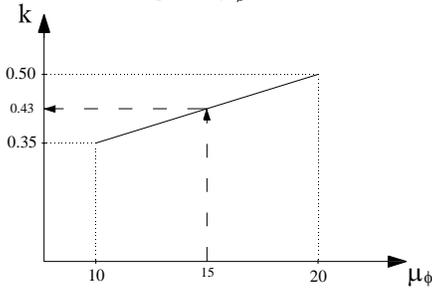
$$\rho_c = \frac{A_{sh}}{s h_c} = k \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_c} \left( \frac{P}{f'_c A_g} - 0.08 \right) \quad (\text{II.16})$$

donde,  $k$  es una variable que depende de la ductilidad de curvatura ( $\mu_\phi$ ) y del tipo de sección transversal que se trate (Figura 2.2), tomando los siguientes valores:

- Circulares:

$$k = 0.35 \text{ para } \mu_\phi = 10$$

$$k = 0.50 \text{ para } \mu_\phi = 20$$

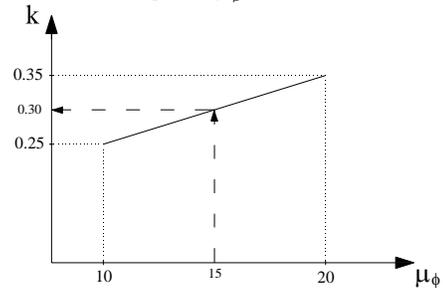


a) Circulares

- Rectangulares:

$$k = 0.25 \text{ para } \mu_\phi = 10$$

$$k = 0.35 \text{ para } \mu_\phi = 20$$



b) Rectangulares

**Figura 2.2 Interpolación del valor  $k$  en función de  $\mu_\phi$**

Para otros valores de ductilidad de curvatura  $k$  se puede determinar extrapolando o interpolando, tal y como se muestra en la figura 2.2

Para restringir las barras longitudinales contra el pandeo en la zona de articulación plástica, consideran la menor de las siguientes separaciones entre estribos verticales:

- $6 d_b$
- $\frac{1}{4}$  de la dimensión menor del núcleo
- 15 cm

Para tener una estimación de la ductilidad de curvatura en la zona de articulación plástica, de una columna en cantiliver, se recurre al uso de las siguientes expresiones propuestas en este trabajo, las cuales relaciona a la ductilidad de desplazamiento con la ductilidad de curvatura y viceversa.

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\phi - 1) \frac{l_p}{l} \left( 1 - 0.5 \frac{l_p}{l} \right) \quad (\text{II.17})$$

$$\mu_\phi = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{3(l_p/l)[1 - 0.5(l_p/l)]} \quad (\text{II.18})$$

donde,  $\mu_\Delta$  es ductilidad de desplazamiento,  $l_p$  y  $l$  son la longitud de la articulación plástica y de la columna, respectivamente. Para la determinación de la longitud de articulación plástica en este trabajo se propone la siguiente expresión:

$$l_p = 0.08 l + 0.022 d_b f_y \quad (\text{II.19})$$

donde,  $d_b$  es el diámetro de la varilla longitudinal,  $f_y$  debe ser expresado en MPa.

Para poder relacionar la cantidad de acero transversal determinada con la expresión II.16 y el nivel de distorsión demandado en la columna, se recurrió a las expresiones II.20 y II.21 para el cálculo de la curvatura y desplazamiento de fluencia propuestas por Priestley (2000), esta última para columnas en cantiliver.

$$h \phi_y = 2.12 \varepsilon_y \quad \text{Sección Rectangular} \quad (\text{II.20a})$$

$$D \phi_y = 2.35 \varepsilon_y \quad \text{Sección Circular} \quad (\text{II.20b})$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y l^2}{3} \quad (\text{II.21})$$

### 2.3.2 Saatcioglu y Razvi (2002)

La expresión propuesta en esta investigación está basada en la observación experimental y analítica, de la relación entre los parámetros de confinamiento y la capacidad de distorsión lateral en columnas rectangulares y circulares de concreto reforzado, con resistencia normal y alta, dichos parámetros son, la cantidad, grado y arreglo de refuerzo transversal, resistencia a la compresión y recubrimiento del concreto, así como la demanda de carga axial.

La parte analítica se llevó a cabo mediante análisis estáticos inelástico para las columnas, dentro dichos análisis se tomaron en cuenta efectos de deformaciones secundarias debidas a efectos P- $\Delta$ , endurecimiento por deformación del acero, confinamiento de concreto, pandeo de las barras longitudinales, formación y desarrollo de la articulación plástica, y de extensión del acero de refuerzo en miembros adyacentes.

La capacidad de distorsión lateral máxima, la definieron como el desplazamiento en el que se presenta un decremento del 20% en la resistencia, ya sea a momento o a cortante; el uso de un decremento de 20% en la resistencia como criterio de falla es consistente con el empleado por Brachmann *et al.* (2004).

En este estudio se pudo observar que se obtienen semejantes capacidades de distorsión, en columnas con similar geometría y arreglo de acero de refuerzo, con diferentes cantidades de acero de confinamiento y propiedades de materiales, siempre y cuando se mantuviese constante la relación  $\rho_c f_{yt}/f'_c$ , por lo que con el uso de esta relación es posible abarcar un amplio rango de propiedades de los materiales, lo cual se verificó experimentalmente hasta para una resistencia de  $f'_c = 1260 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_{yt} = 10200 \text{ kg/cm}^2$ .

Adicionalmente, se vio que la relación  $\rho_c f_{yt}/f'_c$  permanecía linealmente proporcional al cociente entre el área del recubrimiento y el área del núcleo ( $A_g/A_c - 1$ ), dentro del rango de 0.2 a 0.8 para este último. Por lo que concluyeron que las columnas tenían una relación constante  $r$ , la cual proporcionaba capacidades de distorsión similares mientras se mantuviera constante, independientemente de la variación individual de alguno de sus parámetros. Dicha relación está dada por:

$$r = \frac{\rho_c f_{yt}}{f'_c \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right]} \quad (\text{II.22})$$

A partir de la variación de la relación anterior, con la capacidad de distorsión, eficiencia del acero de refuerzo y nivel de carga axial, en columnas con relación de aspecto de 2.5 y  $\rho_1 = 2\%$ , la expresión propuesta para determinar la cuantía en área del refuerzo transversal en una dirección en función de la distorsión en esa dirección es:

$$\rho_c = 14 \frac{f'_c \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right]}{f_{yt}} \frac{1}{\sqrt{k_2}} \frac{P}{P_o} \delta \quad (\text{II.23})$$

$$k_2 = 0.15 \sqrt{\frac{h_c h_c}{s s_l}} \quad (\text{II.24})$$

donde,  $k_2$  es el parámetro que toma en cuenta la eficiencia del confinamiento,  $P$  es la carga axial de diseño,  $P_o$  capacidad concéntrica a compresión de la columna (considerando el acero longitudinal),  $\delta$  es la distorsión en la dirección en la cual se requiere conocer el confinamiento,  $h_c$  es la dimensión de núcleo confinado perpendicular al área de acero de confinamiento a evaluar, y finalmente,  $s_l$  es la separación (centro a centro) entre barras longitudinales soportadas lateralmente.

Dentro de las limitantes de la expresión II.23 se pueden citar las siguientes:

- a) De acuerdo a este trabajo, la expresión propuesta es conservadora, debido a que ésta fue desarrollada considerando la relación de aspecto (2.5) que produce bajas estimaciones de la capacidad de distorsión.
- b) Puede aplicarse para distorsiones hasta del 4%
- c) Es aplicable para  $P \geq 0.2 P_o$ , es decir, para niveles de carga axial iguales o superiores al 20% de la resistencia a compresión de la sección.
- d) También es aplicable para  $(A_g/A_c - 1) \geq 0.30$ , al igual que el ACI-318.

### 2.3.3 Brachmann et al. (2004)

En este trabajo se desarrolló una expresión que sirve para proporcionar el acero de confinamiento en la zona de articulación plástica de columnas de sección rectangular, ubicadas en regiones de moderada y alta sismicidad, esto, en función de una demanda de distorsión, así como también sirve para evaluar la capacidad de distorsión de columnas ya construidas en función de la cantidad del acero de refuerzo transversal.

La expresión está basada en la influencia observada del acero de refuerzo transversal y el nivel de carga axial sobre la capacidad de distorsión, mediante la recopilación de una base de datos de resultados experimentales de 184 especímenes de columnas rectangulares sometidas a cargas cíclicas, los especímenes considerados contaban con una relación mínima de claro de cortante de 2.5 (relación de aspecto) para que el mecanismo predominante de falla fuese a flexión, para los cuales fueron tomados en cuenta los efectos P-Δ.

El punto de fluencia lo definieron a partir de la curva fuerza-desplazamiento de cada espécimen, como la intersección de una porción linealmente creciente dentro del rango elástico cuya pendiente estaba definida por una fuerza cortante de 75%  $V_{max}$  y su correspondiente desplazamiento, y una línea horizontal en la máxima fuerza cortante  $V_{max}$ . Mientras que la distorsión límite de los especímenes se definió como el desplazamiento correspondiente a una disminución del 20% de la capacidad máxima a cortante. El rango de las propiedades de los especímenes usados son los mostrados en la tabla 2.2.

**TABLA 2.2.- Rango de propiedades de los especímenes considerados**

<i>Propiedad</i>	<i>Variable</i>	<i>Mínimo</i>	<i>Máximo</i>
Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm <sup>2</sup> )	$f'_c$	224	1180
Cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal (%)	$\rho_{vol}$	0.17	6.64
Cuantía en área de acero de refuerzo transversal (%)	$\rho_c$	0.07	3.05
Resistencia de fluencia del estribo (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{yt}$	2600	12850
Cuantía de acero de refuerzo longitudinal (%)	$\rho_l$	0.5	6.0
Resistencia de fluencia de barras longitudinales (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_y$	3210	6000
Relación de aspecto	H/h	2.5	7.64
Nivel de carga Axial (%)	$P/(A_g f'_c)$	0.0	70.0
Ancho-Peralte de la sección transversal	b/h	0.5	2.0

Así, la expresión propuesta es la siguiente:

$$\rho_s = c_{max,p} \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{DR_{lim}}{DR_{max,p}}} \right) \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (II.25)$$

donde,  $DR_{max,p}$  es la relación de distorsión última para una carga  $P$ , cuyo valor decrece conforme aumenta la carga, y dicha distorsión alcanza su valor máximo de 4% para una carga  $p=0$ ,  $c_{max,p}$  es el parámetro de confinamiento volumétrico ( $c_p = \rho_s f_{yt}/f'_c$ ) a  $DR_{max,p}$ , cuyo valor incrementa conforme se incrementa la carga.  $DR_{lim}$  es la distorsión para la que se requiere evaluar la cantidad de acero de confinamiento, que para regiones de sismicidad moderada su valor es de 0.015 (1.5%), mientras que para regiones de alta sismicidad el valor es de 0.025 (2.5%), según Brachmann *et al.* (2004). Las variaciones tanto de la relación de distorsión última como del parámetro de confinamiento volumétrico, en función de la demanda de carga en compresión axial, se determinan mediante las siguientes expresiones.

$$c_{max,p} = 0.2 + 0.3 \frac{P}{A_g f'_c} \quad (II.26a)$$

$$DR_{max,p} = \frac{1}{100} \left( 4 - 4.5 \frac{P}{A_g f'_c} \right) \quad (II.26b)$$

Como la expresión II.25 no intenta impedir el pandeo del acero de refuerzo longitudinal, recomiendan que se utilice en conjunto con las disposiciones de detallado 21.4.4 del ACI-318.

La aplicación de la ecuación II.25 se limita a los casos siguientes:

- a) Aplicable a columnas rectangulares
- b) Para niveles de carga Axial de 0% a 70 %.
- c) El intervalo de distorsiones permisibles está regido por la demanda de carga axial, y éste puede variar de 1% a 3.8 %, para demandas de carga axial de 67% y 5 %, respectivamente.

### 2.3.4 Rivera (2005a)

En este trabajo se desarrolló un método de diseño sísmico de columna de puentes de concreto reforzado, basado en desplazamiento, en el que se establece el cumplimiento de dos niveles de desempeño: *servicio* y *supervivencia*.

Para la evaluación de dichos niveles de desempeño en columnas de puentes de concreto reforzado, se derivaron expresiones para determinar la capacidad de desplazamiento de fluencia y último, los cuales están en función del tamaño de la sección, cuantía longitudinal, demanda de carga axial, esbeltez y la cantidad de acero transversal.

Debido al interés de este capítulo, en expresiones que proporcionen cantidades de confinamiento en función de una demanda de desplazamiento, solo se mencionará la expresión para la estimación de la capacidad de distorsión última, ya que es donde se encuentra como parámetro la cantidad de acero de confinamiento expresada como confinamiento efectivo ( $\lambda_e$ ).

Para derivar la expresión que determina la capacidad de distorsión última de una columna en cantiliver, se realizó un estudio paramétrico con base en simulaciones numéricas de especímenes de columnas, de tal forma que se relacionó la capacidad de distorsión última ( $\gamma_{(%)}$ ) con el confinamiento efectivo ( $\lambda_e$ ) para diferentes niveles de carga axial ( $P/A_g f'_c$ ) y relación de aspecto ( $H_e/L$ ). En dicho estudio se observó una tendencia lineal de la distorsión con relación al confinamiento efectivo, por lo que se hizo un ajuste numérico con un modelo de regresión lineal múltiple dando como resultado la siguiente expresión:

$$\gamma_{(%) = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14f'_c} \left( \beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right) + \beta_3 \left( \frac{P}{A_g f'_c} \right) \quad (II.27)$$

donde:

$\gamma$  (%) relación del desplazamiento lateral último entre la longitud de cortante de la columna, expresado en porcentaje.

$\lambda_e$  confinamiento efectivo, cuyos valores son:  $\lambda_e = k_e \rho_s$  y  $\lambda_e = \rho_s$ , para secciones rectangulares y circulares, respectivamente, donde  $k_e$  es el coeficiente de confinamiento efectivo de acuerdo a Mander *et al.* (1988), el cual se describe en el capítulo V.

$P/A_g f'_c$  nivel de carga axial expresado como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección de concreto de la columna (multiplicado por cien).

$\beta_0, \beta_1, \beta_2, \beta_3$ - son coeficientes de ajuste, que fueron desarrollados de acuerdo al análisis de regresión, los cuales están en función de la demanda de carga axial en la columna ( $P/A_g f'_c$ ) y de la relación de aspecto de la misma ( $H_e/L$ ). Dichos valores son mostrados en el capítulo V.

Para encontrar la cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal necesaria para cubrir un cierto nivel de distorsión demandado en la columna ( $\gamma$ ), basta con despejar el confinamiento efectivo ( $\lambda_e$ ) de la expresión II.27, y en función del valor de  $k_e$ , que depende del arreglo del refuerzo longitudinal y transversal, encontrar  $\rho_s$ , quedando la expresión siguiente:

$$\rho_s = \frac{1}{k_e} \left\{ \frac{\gamma(\%) - \left[ \beta_0 + \beta_3 \left( \frac{P}{A_g f'_c} \right) \right]}{\frac{f_{yt}}{14 f'_c} \left( \beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'_c} \right)} \right\} \quad (\text{II.28})$$

La aplicación de las ecuaciones II.27 y II.28 se limita a columnas con relación de aspecto de 4 a 6 y con demandas de carga axial de 5% a 30 %.

### 2.3.5 Comparativa de los criterios

Con el objeto de tener un punto de comparación entre las cantidades de acero de confinamiento para la zona de articulación plástica en columnas de puentes de concreto reforzado, que proporcionan las expresiones de los criterios anteriores, se llevó a cabo la determinación de la cuantía volumétrica de acero transversal en función del nivel de carga axial demandado en una columna hipotética de un puente de concreto reforzado con sección transversal rectangular y circular, esto para una demanda de distorsión del 3% en la columna y una relación de aspecto de 4 en la misma, dichas secciones transversales se muestran en la figura 2.3.

En donde tanto el diámetro de las varillas longitudinales como el de los estribos está expresado en octavos de pulgada, el recubrimiento medido hasta el centro de la varilla longitudinal es de 5 cm en ambas secciones. El arreglo mostrado en la sección rectangular es para indicar las varillas que se encuentran restringidas contra el pandeo lateral, ya que su distancia es requerida por la expresión propuesta por Saatcioglu y Razvi (2002) para expresar la eficiencia del confinamiento. Las separaciones verticales del acero transversal en la sección rectangular y circular son de 15 y 10 cm, respectivamente, con dicho arreglo para la sección rectangular el coeficiente de confinamiento efectivo ( $k_e$ ), de acuerdo con el modelo esfuerzo-deformación para el concreto confinado propuesto por Mander *et al.* (1988) es de 0.73, dicho coeficiente es requerido en la expresión propuesta por Rivera (2005a).

Las propiedades mecánicas de los materiales en ambas secciones fueron, una resistencia a la compresión del concreto simple de 300 kg/cm<sup>2</sup>, una resistencia a la fluencia tanto para el acero longitudinal como transversal de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

Cabe recordar que la expresiones II.25 y II.26 presentadas por Brachmann *et al.* (2004) fueron derivadas a partir de resultados experimentales de columnas con secciones transversales rectangulares, por lo que su aplicación a columnas con sección circular no sería del todo válida. Aunque, como se puede apreciar en dichas expresiones, la cuantía volumétrica para secciones circulares obtenida con estas expresiones sería la misma que la obtenida para secciones rectangulares. Con fines comparativos, en este trabajo se aplicaron dichas expresiones para determinar la cuantía volumétrica de secciones circulares.

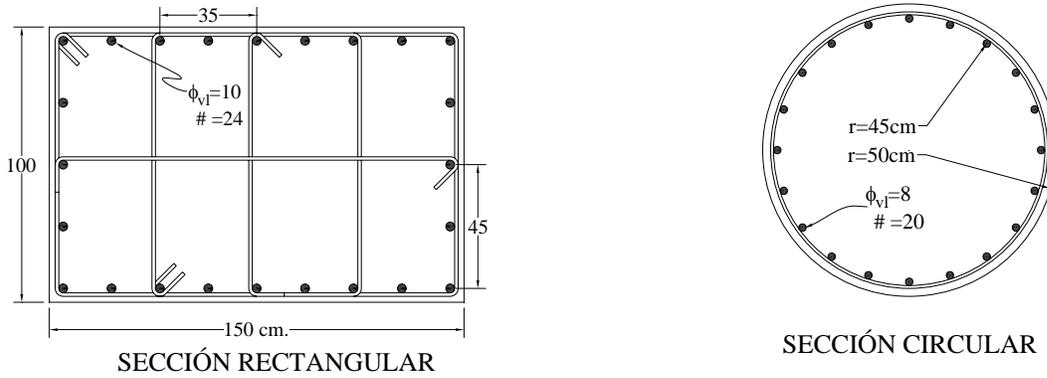


Figura 2.3 Arreglo de secciones transversales evaluadas

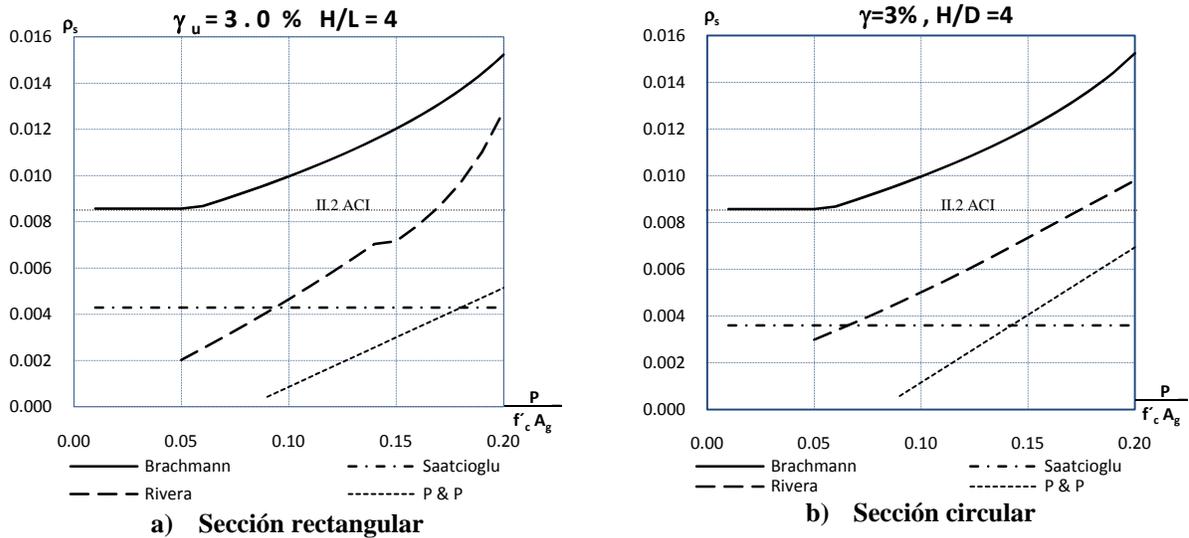


Figura 2.4 Requerimiento de acero transversal en una columna de acuerdo a diferentes propuestas basadas en desplazamiento.

Como se puede apreciar en la figura 2.4, la expresión propuesta por Brachmann *et al.* (2004) proporciona niveles de confinamiento altos comparados con los requerimientos de la expresión II.2 propuesta por el ACI-318, inclusive para bajas demandas de carga axial, en tanto que la expresión de Rivera (2005a) solo supera a los requisitos del ACI-318 para demanda de carga axial mayores al 17%, mientras que las expresiones propuestas por Saaticioglu y Razvi (2002) y Paulay y Priestley (1992) no superan el requerimiento del ACI-318, para el intervalo de demanda axial considerado.

Debido a que la comparativa de los criterios anteriores basados en desplazamiento, no muestran un comportamiento uniforme para el establecimiento del acero de confinamiento en función de las demandas tanto de distorsión como de carga axial, será necesario recurrir a realizar un estudio sobre el grado de precisión que presentan las expresiones en la determinación del desplazamiento último medido en pruebas experimentales de especímenes de columnas de concreto reforzado, el cual se incluye en el siguiente capítulo.

Por otro lado, queda claro que con un criterio basado en desplazamiento, en el cual se tome en cuenta las demandas de carga axial y de desplazamiento lateral, se pueden obtener cuantías de acero transversal más racionales, como es el caso de Rivera (2005a) y Paulay y Priestley (1992), lo cual resulta interesante si se toma en consideración que se puede ahorrar acero en casos donde no es requerido (bajos niveles de carga axial y/o demandas de desplazamiento sísmico), lo que a su vez también contribuye a un mejor habilitado del acero y colado de las columnas, que si se tuviera un congestionamiento de acero.

## CAPÍTULO III

### ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN INELÁSTICA DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

#### 3.1 Antecedentes

Para proporcionar el confinamiento necesario en las zonas de articulación plástica de columnas de puentes urbanos en función de las demandas de desplazamiento inelástico a la que puedan estar sometidas, se requiere contar con un procedimiento de diseño basado en desplazamiento el cual relacione los parámetros anteriores. Debido a que la determinación de la cantidad de acero transversal es función de la demanda de carga axial y del desplazamiento, tal como se comentó en el capítulo II, en el cual se describieron varios criterios para determinar la cantidad de refuerzo transversal, en términos de la cuantía volumétrica, es importante evaluar la precisión en la estimación de la capacidad última de deformación que presentan los criterios basados en desplazamiento, mencionados en el capítulo anterior, con respecto a la capacidad última medida en ensayos experimentales de especímenes de columnas de concreto reforzado realizados por diversos investigadores, por lo que en este capítulo se recopiló una base de datos de dichos ensayos, en la que en su mayoría pertenecen a la página *The Structural Performance Database* generada por Pacific Earthquake Engineering Research Center y la Universidad de Washington (SPD, 2003).

#### 3.2 Ecuaciones disponibles en la literatura

Adicionalmente, a las expresiones para la determinación de la capacidad última de columnas de puentes de concreto reforzado presentadas en el capítulo anterior, que se relacionan con la cantidad de acero de refuerzo transversal, se encontraron otras expresiones propuestas por Kowalsky *et al.* (1995); Wehbe *et al.* (1999); Panagiotakos y Fardis (2001), las cuales se describen brevemente a continuación.

- Kowalsky *et al.* (1995)

En este trabajo, el procedimiento propuesto se basa en el análisis elástico de una estructura sustituta, en la cual su rigidez secante es lineal, y es medida a partir del origen hasta el punto de máximo desplazamiento en la respuesta bilineal fuerza-desplazamiento, por lo que dicha estructura sustituta tiene mayor periodo y amortiguamiento viscoso que la estructura real. De esta forma el desplazamiento inelástico máximo, corresponde a aquel que se obtiene del análisis elástico de la estructura sustituta, empleando espectros elásticos de respuesta correspondientes a la fracción de amortiguamiento de la estructura substituta.

Dicho procedimiento es iterativo, del cual se obtiene la ductilidad de desplazamiento ( $\mu_{\Delta}$ ), la cual se traduce en ductilidad de curvatura ( $\mu_{\phi}$ ) que junto con la curvatura de fluencia ( $\phi_y$ ) se obtiene la curvatura última ( $\phi_u$ ), y esta última al ser multiplicada por la profundidad del eje neutro ( $c$ ), nos proporciona la deformación máxima en la fibra extrema en compresión ( $\epsilon_{cu}$ ).

La expresión propuesta para la determinación de la cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal ( $\rho_s$ ), está dada por:

$$\rho_s = 0.74(\epsilon_{cu} - 0.004) \frac{f'_{cc}}{f_{yt} \epsilon_{su}} \quad (\text{III.1})$$

donde,  $\epsilon_{su}$  es la deformación del acero de refuerzo transversal correspondiente al esfuerzo máximo,  $f'_{cc}$  la resistencia a compresión del concreto confinado de acuerdo con Mander *et al.* (1988) y  $f_{yt}$  la resistencia nominal a la fluencia del acero transversal.

- Wehbe, et al. (1999)

En este trabajo, la expresión propuesta es para el caso de columnas de puentes de concreto reforzado de sección rectangular, la cual, es una modificación de la propuesta por el ATC-32, dicha modificación se basa en el trabajo experimental realizado sobre especímenes de columnas de puentes de concreto reforzado en las cuales se observó el efecto que presenta el nivel de carga axial y una cantidad moderada de acero de confinamiento (50% aprox. de los requerimientos del AASHTO) sobre la capacidad de ductilidad de desplazamiento de las columnas.

Por lo que, la cantidad de acero de confinamiento en la zona de articulación plástica de columnas se determina en función de la demanda de ductilidad esperada en la columna. Los requerimientos de acero de confinamiento de la expresión presentada en este trabajo con respecto a aquellos presentados por el ATC-32, tienden a ser menores para demandas de ductilidad de desplazamiento menores a 10, iguales para una ductilidad de 10, y mayores para ductilidades de arriba de 10, tal como se puede apreciar en la siguiente expresión.

$$\rho_c = \frac{A_{sh}}{s h_c} = 0.1 \mu_{\Delta} \sqrt{\frac{f_{c,n}}{f'_{c}}} \left[ 0.12 \frac{f'_{c}}{f_{yt}} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_{c} A_g} \right) + 0.13 \left( \rho_l \frac{f_y}{f_{s,n}} - 0.01 \right) \right] \quad (\text{III.2})$$

donde,  $f_{c,n}$  y  $f_{s,n}$  son la resistencia a la compresión del concreto y el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal, utilizados en los especímenes cuyos valores son de 27.6 MPa y 414 MPa, respectivamente.

- Panagiotakos, et al. (2001)

En este trabajo, se proponen expresiones para la determinación de la capacidad de deformación (en términos de distorsión) de fluencia y última en miembros de concreto reforzado. Dichas expresiones fueron derivadas a partir de ajustes estadísticos de los resultados experimentales en miembros de concreto reforzado, tales como: vigas, columnas y muros.

Adicionalmente, a las características mecánicas y geométricas de los miembros comúnmente utilizadas en otras expresiones, en éstas, se toma en cuenta el efecto de comportamiento de las barras de refuerzo, debido a su proceso de fabricación. También son considerados el efecto de las deformaciones debidas a cortante, deslizamiento de las barras de refuerzo en tensión, tipo de carga lateral (monotónica o cíclica) y el efecto del número de ciclos inelástico en el caso de carga cíclica, tal y como se puede apreciar en la siguiente expresión.

$$\theta_u(\%) = \alpha_{st} \alpha_{cyc} \left( 1 + \frac{a_{sl}}{2.3} \right) \left( 1 - \frac{a_{wall}}{3} \right) 0.2^v \left[ \frac{\max\left(0.01, \frac{\rho' f_y}{f'_{c}}\right)}{\max\left(0.01, \frac{\rho f_y}{f'_{c}}\right)} f'_{c} \right]^{0.275} \left( \frac{L_s}{h} \right)^{0.45} 1.1 \left( 100 \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yt}}{f'_{c}} \right) (1.3^{100 \rho_d}) \quad (\text{III.3})$$

donde,  $\theta_u$  es la distorsión última;  $\alpha_{st}$  es un coeficiente que depende del tipo de acero cuyos valores son de 1.5, 1.25 y 0.8, que corresponden a aceros rolados en caliente, con tratamiento térmico y trabajados en frío, respectivamente;  $\alpha_{cyc}$  es un coeficiente que depende del tipo de carga lateral, tomando un valor de 1 para carga monotónica y de 0.6 para carga cíclica;  $a_{sl}$  coeficiente que toma en cuenta el efecto del deslizamiento del acero longitudinal, cuyos valores son de 1 si este efecto se puede presentar, y de 0 si no;  $a_{wall}$  coeficiente igual a 1 para muros a cortante y 0 para vigas y columnas;  $\rho'$  y  $f_y$  son la cuantía y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo en compresión;  $L_s$  es el claro de cortante del miembro;  $h$  es el peralte de la sección transversal;  $\alpha$  es el factor de confinamiento efectivo,  $\rho_{sx}$  es la relación entre el área de acero de refuerzo en compresión en dirección de la carga y el área perpendicular del núcleo de concreto confinado,  $\rho_d$  es la cuantía de acero de refuerzo diagonal.

Para la evaluación de la bondad que presentan las diferentes propuestas basadas en desplazamiento en la determinación de la capacidad desplazamiento último en función del nivel de confinamiento proporcionado, sólo serán consideradas las propuestas hechas por Saatcioglu y Razvi (2002), Brachmann et al.

(2004) y Rivera (2005a), debido a lo práctico que resulta su evaluación, que como se puede apreciar en las otras propuestas mencionadas en el capítulo anterior y en éste, su aplicación no es directa, ya que en dichos casos es necesario realizar un análisis momento-curvatura de la sección crítica, para la determinación de la ductilidad de curvatura (Paulay y Priestley, 1992), la evaluación de la profundidad del eje neutro (Kowalsky *et al.*, 1995), y en otros casos (Panagotiakos y Fardis, 2001) los parámetros requeridos por la expresión no se disponen dentro de la base de datos.

### 3.3 Evaluación de los criterios con respecto a resultados experimentales

#### 3.3.1 Descripción de los especímenes

Las características de los especímenes que conforman la base de datos para evaluar la bondad de los criterios basados en desplazamiento, corresponden a especímenes de columnas en los que se puedan aplicar las expresiones de dichos criterios, presentando éstas, limitaciones en cuanto a: deformada del elemento, relación claro-peralte de cortante, intervalo de demanda de carga axial y tipo de falla. En lo que sigue se hará una descripción de los especímenes utilizados.

- *Deformada del elemento*

Debido a que en las tres propuestas basadas en desplazamientos consideradas, las expresiones fueron derivadas a partir de la capacidad de deformación que le proporcionaba la formación de una articulación plástica en la base de columnas en cantiliver, por lo anterior, los especímenes que conforman a la base de datos corresponden a columnas en cantiliver o su equivalente, como se puede apreciar en la figura 3.1.

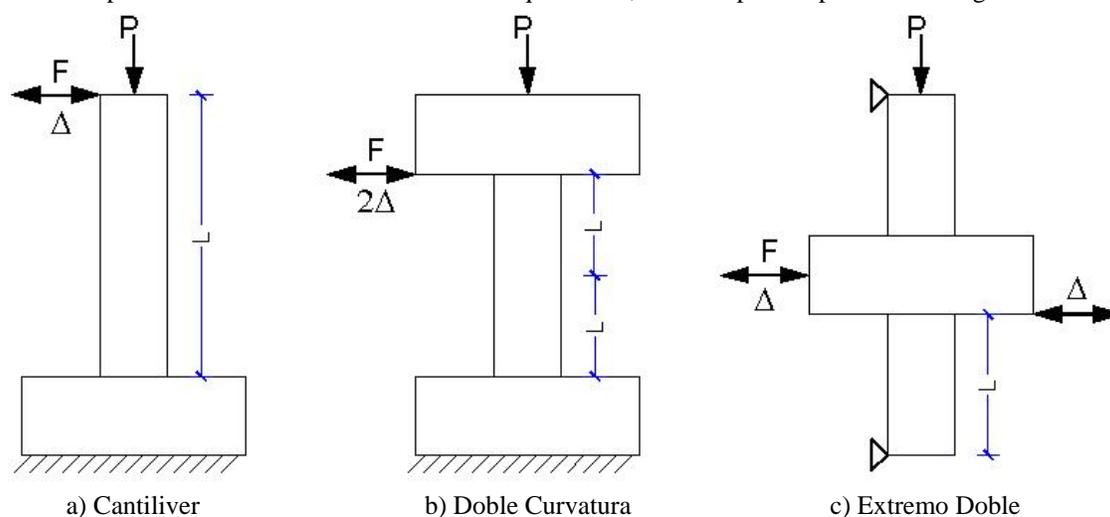


Figura 3.1 Especímenes en cantiliver equivalente.

- *Relación claro-peralte de cortante*

Esta relación se define como el cociente entre el claro de cortante (longitud desde el punto de inflexión hasta el punto de momento máximo) y el peralte total de la sección en la dirección del cortante.

Con el fin de evitar que las componentes de deformación por cortante y los efectos de esbeltez influyan de manera importante en la falla a flexión deseada en el elemento, se seleccionaron especímenes que contaran con una relación de aspecto dentro del intervalo de 3 hasta 6, el cual es congruente con el usado para la derivación de las expresiones de las propuestas basadas en desplazamientos a evaluar.

Adicionalmente, se considera que en elementos con relaciones de aspecto ligeramente mayor a 3, las componentes de deformación por cortante no tienen un efecto significativo en la falla a flexión del elemento (Priestley *et al.*, 1996).

- *Intervalo de demanda de carga axial*

El intervalo de carga axial con el cual fueron seleccionados los especímenes de la base de datos, es aquel al que generalmente se encuentran expuestas las columnas de puentes, el cual va desde un 5% hasta un 30% de la resistencia a compresión axial de la sección gruesa, tal como lo mencionan los trabajos de Rivera (2005a) y Wehbe *et al.* (1999).

- *Tipo de falla*

Como es bien sabido el mecanismo de falla deseado en los elementos es aquel que proporcione un comportamiento dúctil, el tipo de falla que nos proporciona este tipo de comportamiento es el de flexión. Además, de que la mayoría de los criterios para estimar el refuerzo de las columnas bajo conceptos basados en desplazamiento buscan que el mecanismo de daño sea regido por flexión, por ofrecer un mejor desempeño sísmico, como se comentó al principio de este trabajo. Por lo cual, los especímenes de columnas seleccionados fueron los que presentaron falla por flexión.

El modo de falla nominal por flexión se definió en aquellos especímenes para los cuales no fueron reportados daños por cortante (Berry *et al.*, 2004).

El desplazamiento último experimental se definió mediante la primera aparición de alguno de los siguientes eventos:

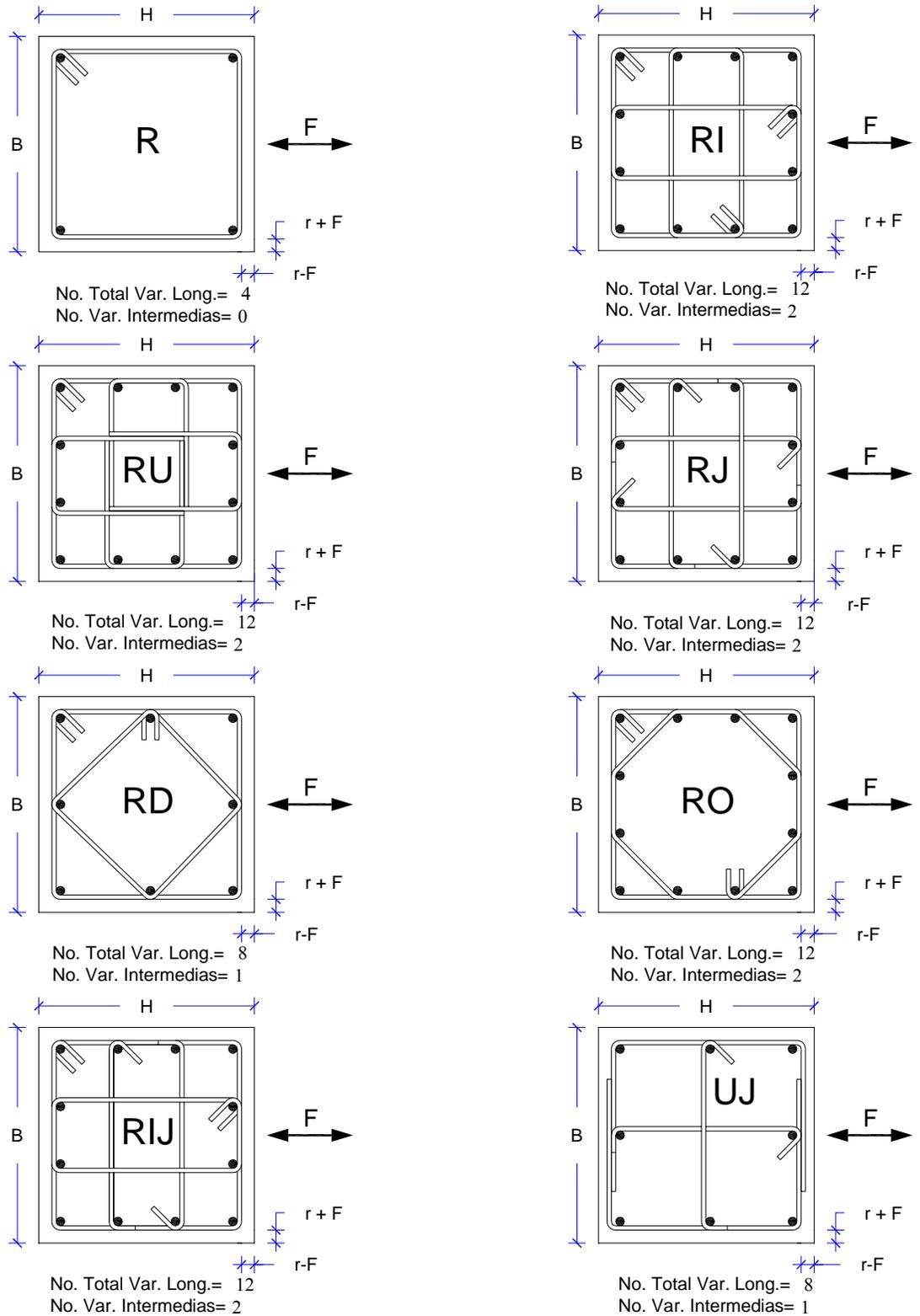
- a) Fractura de acero de refuerzo transversal
- b) Pérdida de la capacidad de carga axial.
- c) Pandeo del refuerzo longitudinal
- d) Fractura del refuerzo longitudinal

- *Arreglos de refuerzo*

Debido a que para obtener la capacidad de desplazamiento último analítico a partir de las expresiones de las propuestas basadas en desplazamiento consideradas, es necesario conocer el confinamiento efectivo que le proporciona al núcleo el arreglo del refuerzo tanto longitudinal como transversal de la sección, por lo que en la figura 3.2 se muestran los diferentes tipos de arreglos de los especímenes considerados.

- *Tipo de carga*

Los especímenes de columnas fueron sometidos a una historia de carga lateral bajo carga axial constante, donde, dentro de la historia fuerza-desplazamiento reportado para cada espécimen fueron considerados los efectos P- $\Delta$ , además de que en dichas historias de carga se manejaran cargas de tipo monotónicamente creciente y carga lateral cíclica (Berry *et al.*, 2004).



r - F.- Recubrimiento paralelo a la carga

r + F.- Recubrimiento perpendicular a la carga

Figura 3.2 Arreglos del acero de refuerzo en los especímenes

### 3.3.2 Base de datos

En las tablas 3.1 y 3.2 se presentan las características geométricas, mecánicas y el desplazamiento último experimental de las columnas, que han sido ensayadas por diferentes autores, según se detalla en dichas tablas, para secciones rectangulares y circulares, respectivamente.

**Tabla 3.1 Especímenes de sección rectangular**

No.	Referencia	H (mm)	H/h	$\rho_L$ (%)	$P/A_g F_c$ (%)	$\rho_s$ (%)	$k_e$	$f_c$ (MPa)	$f_{yt}$ (MPa)	$\Delta_{Exp}$ (mm)
1	Columna A1, Webe et al (1998)	2335	3.83	2.20	9.75	0.67	0.66	27.20	428.00	122
2	Columna A2, Webe et al (1998)	2335	3.83	2.20	23.87	0.67	0.66	27.20	428.00	102
3	Columna B1, Webe et al (1998)	2335	3.83	2.20	9.23	0.87	0.79	28.10	428.00	160
4	Columna B2, Webe et al (1998)	2335	3.83	2.20	23.24	0.87	0.79	28.10	428.00	128
5	Saatcioglu & Grira, BG2 (1999)	1645	4.70	1.90	30.00	1.90	0.63	34.00	570.00	82
6	Mo & Wang, C1-1 (2000)	1400	3.50	2.10	11.28	1.50	0.81	24.90	459.50	82
7	Mo & Wang, C1-2 (2000)	1400	3.50	2.10	15.82	1.50	0.81	26.70	459.50	97
8	Ang et al. 1981 #4	1600	4.00	1.50	21.00	1.90	0.68	25.00	280.00	58
9	Atalay & Penzien 1975, #10	1676	5.50	1.60	27.00	0.93	0.21	32.40	392.00	38
10	Ohno and Nishioka 1984, L3	1600	4.00	1.40	4.00	0.71	0.27	24.80	325.00	73
11	SIRP	1600	4.57	2.10	20.00	1.10	0.50	29.50	350.00	30
12	Soesianawati et al. 1986 #1	1600	4.00	1.50	10.00	1.00	0.64	46.50	364.00	98
13	Soesianawati et al. 1986 #2	1600	4.00	1.50	30.00	1.40	0.66	44.00	360.00	50
14	Soesianawati et al. 1986 #3	1600	4.00	1.50	30.00	0.94	0.63	44.00	354.00	45
15	Soesianawati et al. 1986 #4	1600	4.00	1.50	30.00	0.67	0.62	40.00	255.00	35
16	Tanaka & Park 1990, # 2	1600	4.00	1.60	20.00	2.65	0.57	25.60	333.00	65
17	Zahn et al. 1986 #7	1600	4.00	1.50	23.00	1.70	0.56	28.30	466.00	83
18	Tanaka & Park 1990, # 7	1650	3.00	1.20	30.00	2.08	0.76	32.10	325.00	82
19	Park & Paulay 1990, #. 9	1784	3.00	1.90	10.00	2.17	0.75	26.90	305.00	105
20	Tanaka & Park 1990, # 5	1650	3.00	1.20	10.00	1.70	0.73	32.00	325.00	76
21	Matamoros et al (1999), C5-20N	610	3.00	1.90	14.33	1.00	0.50	48.26	406.79	26
22	Tanaka & Park 1990, # 6	1650	3.00	1.20	10.00	1.70	0.65	32.00	325.00	112
23	Tanaka & Park 1990, # 8	1650	3.00	1.20	30.00	2.08	0.76	32.00	325.00	85
24	Ohno & Nishioka 1984, L1	1600	4.00	1.40	3.20	0.32	0.44	24.80	325.00	82
25	Ohno & Nishioka 1984, L2	1600	4.00	1.40	3.20	0.32	0.44	24.80	325.00	98
26	Ohno & Nishioka 1984, L3	1600	4.00	1.40	3.20	0.32	0.44	24.80	325.00	73
27	Saatcioglu & Grira 1999, BG-3	1645	4.70	1.90	19.95	2.00	0.63	34.00	570.00	116
28	Saatcioglu & Grira 1999, BG-8	1645	4.70	2.90	23.07	1.26	0.74	34.00	580.00	117
29	Mo & Wang 2000, C1-3	1400	3.50	2.10	21.53	1.50	0.81	26.13	459.50	102
30	Mo & Wang 2000, C2-1	1400	3.50	2.10	11.10	1.46	0.81	25.33	459.50	97
31	Mo & Wang 2000, C2-2	1400	3.50	2.10	15.56	1.46	0.81	27.12	459.50	97
32	Mo & Wang 2000, C2-3	1400	3.50	2.10	21.00	1.46	0.81	26.77	459.50	97
33	Tanaka & Park 1990, #1	1600	4.00	1.60	20.00	2.55	0.57	25.60	333.00	64
34	Tanaka & Park 1990, #3	1600	4.00	1.60	20.00	2.55	0.57	25.60	333.00	56
35	Tanaka & Park 1990, #4	1600	4.00	1.60	20.00	2.55	0.57	25.60	333.00	78
36	TP002	1245	3.11	1.58	3.00	0.57	0.28	35.70	368.00	55
37	TP003	1245	3.11	1.58	3.00	0.57	0.28	34.30	368.00	72

**Tabla 3.2 Especímenes de sección circular**

No.	Referencia	H (mm)	H/D	$\rho_L$ (%)	$P/A_g f'_c$ (%)	$\rho_s$ (%)	$f'_c$ (MPa)	$f_{yt}$ (MPa)	$\Delta_{Exp}$ (mm)
38	NIST FULL SCALE FLEXURE	9140	6.00	1.90	7.00	0.63	35.80	493.00	538
39	NIST MODEL N3	1500	6.00	1.90	10.00	0.68	25.40	476.00	77
40	Davey 1975, No. 1	2750	5.50	2.70	6.00	0.44	33.20	312.00	61
41	Kowalsky & Moyer, 2001, 1	2438	5.33	2.10	5.00	0.89	34.20	414.00	150
42	Kunnath et al. 1997, A10	1372	4.57	2.10	10.00	1.00	27.00	434.00	91
43	Lehman et al.1998, 407	2438	4.00	0.75	10.00	0.70	30.00	497.00	127
44	Lehman et al. 1998, 415	2438	4.00	1.49	10.00	0.70	30.00	497.00	178
45	NIST, full scale shear	4570	3.00	1.90	7.00	1.49	34.30	435.00	356
46	NIST, MODEL N1	750	3.00	1.90	10.00	1.41	24.10	441.00	77
47	NIST, MODEL N2	750	3.00	1.90	21.00	1.41	23.10	441.00	56
48	NIST, MODEL N4	750	3.00	1.90	10.00	1.41	24.40	441.00	53
49	NIST, MODEL N5	750	3.00	1.90	20.00	1.41	24.30	441.00	48
50	NIST, MODEL N6	1500	6.00	1.90	11.00	0.68	23.30	476.00	67
51	Hose et al., SRPH1 (1997)	3660	6.00	2.60	15.00	0.89	41.10	414.00	320
52	Lehman et al., 430 (1998)	2438	4.00	2.90	7.00	0.70	31.00	606.76	178
53	Calderone et al. , 328 (1998)	1829	3.00	2.70	9.00	0.89	34.50	606.76	132
54	Henry 1998, 415P	2438	4.00	1.40	12.00	0.70	37.20	606.76	127
55	Henry 1998, 415s	2438	4.00	1.40	6.00	0.40	37.20	606.76	127
56	Kunnath et al. 1997, A7	1372	4.57	2.10	10.00	1.00	27.00	434.00	81

donde,

$H$  altura de la columna

$h$  y  $D$  son el peralte (en la dirección de la fuerza lateral) y el diámetro de la sección transversal, respectivamente

$\rho_L$  cuantía de acero de refuerzo longitudinal

$P/(A_g f'_c)$  demanda de carga axial en la columna, respecto a la resistencia a compresión de la sección gruesa

$\rho_s$  cuantía de acero de refuerzo transversal

$k_e$  coeficiente de confinamiento efectivo

$f'_c$  resistencia a compresión del concreto

$f_{yt}$  resistencia de fluencia de acero de refuerzo transversal

$\Delta_{u Exp}$  capacidad última de desplazamiento reportada.

En las tablas 3.3 y 3.4 se describe el intervalo de valores de las propiedades de los especímenes de las columnas de sección rectangular y circular, respectivamente.

**Tabla 3.3 Intervalo de propiedades de los especímenes de sección rectangular**

Propiedad	Mínimo	Máximo
$f'_c$ (Mpa)	24.80	48.26
$f_{yt}$ (Mpa)	255.00	580.00
$\rho_L$ (%)	1.20	2.90
$\rho_t$ (%)	0.32	2.65
H/L	3.00	5.50
$P/A_g \cdot f'_c$ (%)	3.00	30.00

**Tabla 3.4 Intervalo de propiedades de los especímenes de sección circular**

Propiedad	Mínimo	Máximo
$f'_c$ (Mpa)	23.10	41.10
$f_{yt}$ (Mpa)	312.00	606.76
$\rho_L$ (%)	0.75	2.90
$\rho_t$ (%)	0.40	1.49
H/D	3.00	6.00
$P/A_g \cdot f'_c$ (%)	5.00	21.00

Con las características geométricas y mecánicas de los especímenes, de las cuales algunas de ellas son mostradas en las tablas 3.1, 3.2 y en la figura 3.2, se determinó el desplazamiento último analítico de acuerdo a cada criterio a evaluar. Para la evaluación del criterio de Saatcioglu y Razvi (2002) fueron considerados especímenes con demandas de carga axial hasta del 10%, mientras que para el criterio de Rivera (2005a) se consideraron especímenes con relación de aspecto de 3 a 6.

### 3.3.3 Análisis de resultados

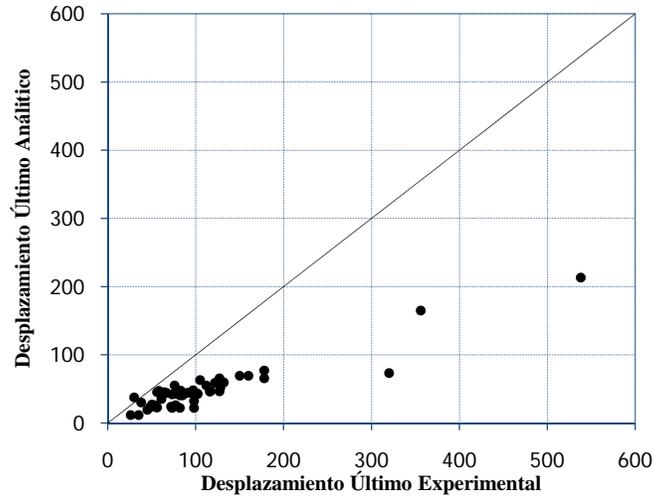
En función de los desplazamientos tanto medidos experimentalmente como analíticos, se llevó a cabo un análisis estadístico para obtener el promedio y el coeficiente de variación que presentan los criterios basados en desplazamiento, con el fin de conocer la bondad que presentan dichos criterios en la determinación de la capacidad última.

Debido a parámetros como el nivel de carga axial, y la forma de la sección transversal, el número de la población de especímenes fue diferente para cada uno de los criterios.

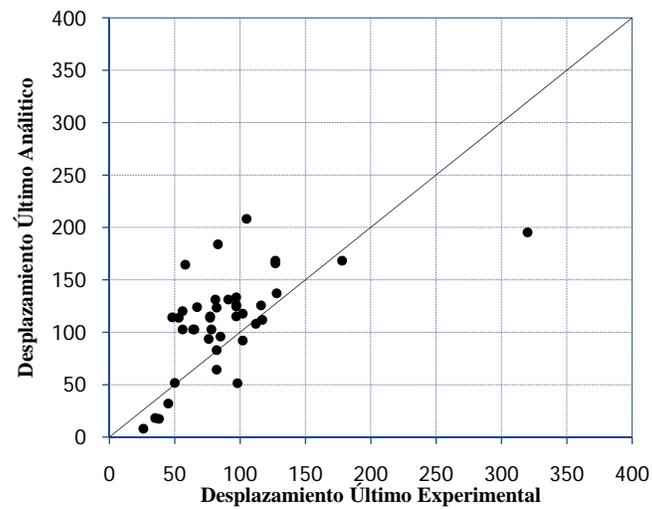
El promedio obtenido de la población de especímenes es el que resulta del desplazamiento analítico normalizado respecto al desplazamiento medido experimentalmente, de columnas de sección rectangular y circular, con este cociente se puede expresar el porcentaje de precisión en la predicción del desplazamiento último, los valores obtenidos de dicho estudio y las dispersiones de los criterios evaluados se muestran en la tabla 3.5 y en la figura 3.3, respectivamente.

**Tabla 3.5.- Análisis estadístico de los criterios evaluados**

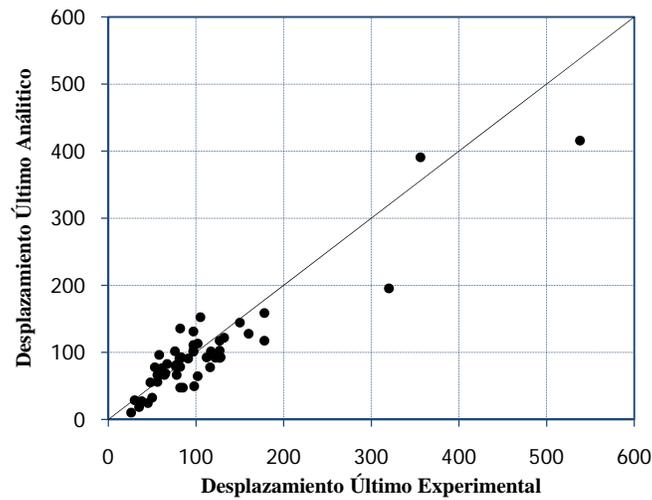
<i>Procedimiento</i>	<i>Población (especímenes)</i>	<i>Promedio (%)</i>	<i>CV (%)</i>
Brachmman	37	52	36
Saatcioglu y Razvi	40	132	42
Rivera	50	95	31



a) Brachmann *et al.*(2004)



b) Saatcioglu y Razvi (2002)



c) Rivera (2005a)

Figura 3.3.- Comparación de la respuesta analítica respecto de la experimental

En función de los valores mostrados en la tabla 3.5 y en lo observado en la figura 3.3, el criterio propuesto por Rivera (2005a) es el que presenta mayor precisión en la estimación de la capacidad de desplazamiento último de columnas de puentes de concreto reforzado, ya que presenta un promedio del 95% y un coeficiente de variación del 31%, aun para grandes desplazamientos.

Por lo anterior, y para el fin de este estudio de proporcionar cuantías de refuerzo para columnas de puentes urbanos en función de desplazamiento, la propuesta basada en desplazamiento a utilizar será la de Rivera (2005a).

## CAPÍTULO IV

### ESTIMACIÓN DE LAS DEMANDAS SÍSMICAS DE DESPLAZAMIENTO

#### 4.1 Antecedentes

Debido a que el objetivo principal que se busca en este trabajo es el proporcionar niveles de refuerzo para columnas de puentes de concreto reforzado ubicados en el valle de México, basado en desplazamiento, que como es sabido los desplazamientos sufridos por las estructuras están en función de las características dinámicas de ésta y de la demanda sísmica a la que se espera se encuentre sometida durante su tiempo de vida proyectado, en donde dicha demanda generalmente se introduce en el proceso de análisis a través de un espectro de diseño, tales espectros están en función de las características sismológicas de cada región para la cual son especificados.

Tomando en cuenta que la Sismología se define como la ciencia que trata el estudio de los temblores y de la propagación de las ondas sísmicas (Sauter, 1989), en lo que sigue se expone brevemente las características sismológicas del valle de México, y se presentan los espectros de diseño para las diferentes zonas en las que se encuentra clasificado éste, esto último en función a lo establecido por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004), en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2004).

##### 4.1.1 Origen y características de los sismos

Los temblores o sismos son vibraciones del suelo las cuales son generadas por diversos factores tanto naturales como artificiales, dentro de los factores naturales se pueden mencionar a los de origen tectónico, actividad volcánica y derrumbe de cavernas subterráneas, mientras que del lado de los artificiales se puede mencionar a las explosiones y derrumbe de minas. Sin embargo los sismos más severos desde el punto de vista de ingeniería son los generados por factores naturales, en especial los de origen tectónico, razón por la cual sólo se abordaran el origen y características de este tipo de sismos.

Mediante una extensa red de instrumentos instalados alrededor del mundo se ha podido visualizar que existe cierta concentración de epicentros, que son las proyecciones sobre la superficie, de los focos (puntos dentro de la corteza terrestre donde originaron las vibraciones sísmicas), mediante dichas concentraciones y a través de la teoría de la tectónica de placas se estableció que la corteza terrestre se encuentra dividida en 17 placas principales, tal como se muestra en la figura 4.1.

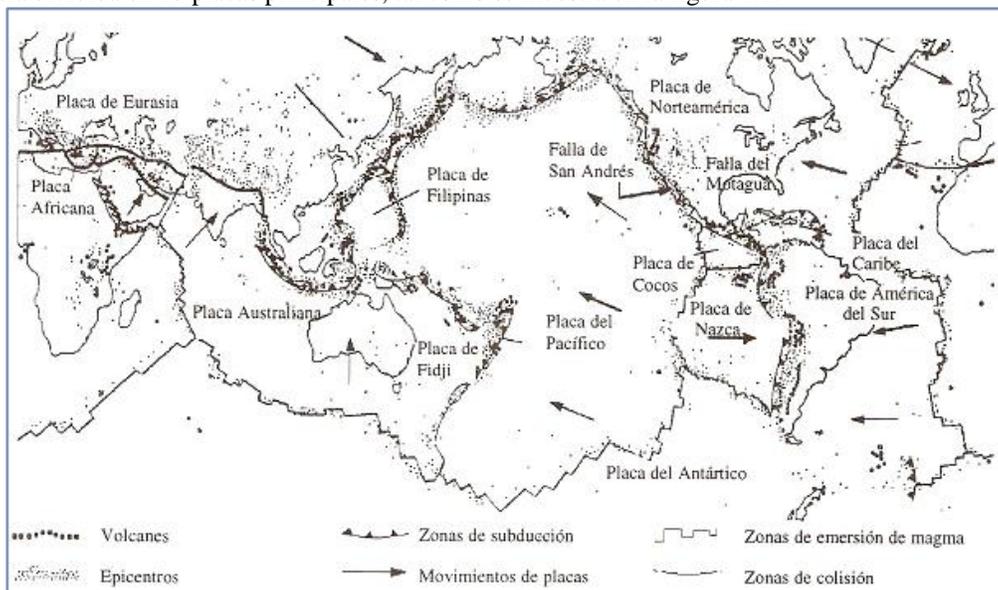


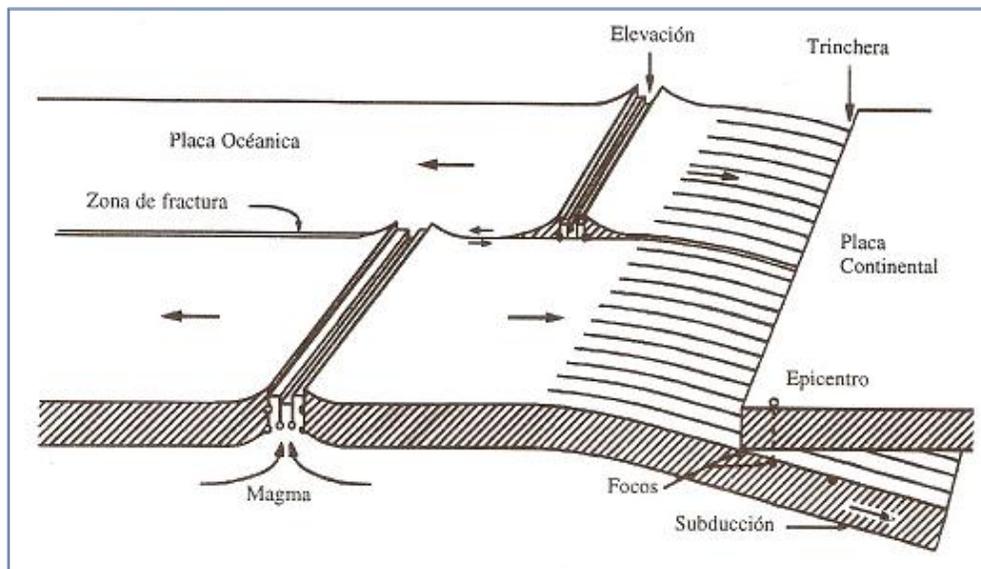
Figura 4.1 Principales placas tectónicas y epicentros de los terremotos. (Bolt B. A., 1987)

Es a través de la interacción de los bordes de estas placas como se generan los sismos de origen tectónico llamados *Interplaca*, en la cual existen 3 tipos de interacción de bordes de placas tectónicas los cuales son:

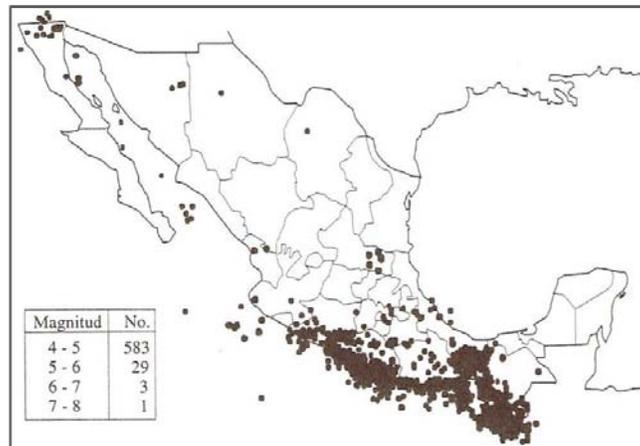
- 1) *Borde Divergente*.- Corresponde a las zonas de emersión de magma, generalmente dentro del suelo oceánico.
- 2) *Borde convergente*.- corresponde a zonas de :
  - a) *Subducción*.- en donde una placa oceánica se desliza bajo otra placa ya sea continental u oceánica. Dentro de este proceso también se puede presentar la ruptura de la placa que subyace.
  - b) *Colisión Frontal*.- que se da entre placas continentales.
- 3) *Borde Transcurrente*.- Corresponde a fallas en donde el desplazamiento relativo entre las placas es lateral y se presenta de manera paralela al borde.

No todos los sismos son de origen Interplaca, muchos otros se originan de las fallas geológicas producto del tectonismo local; a los eventos originados de esta manera se les conoce como sismos *Intraplaca*.

La mayoría de las vibraciones sísmicas que impactan al valle México son generadas mediante el proceso de subducción (Figura 4.2) que se presenta entre los bordes de la placa de Cocos y la placa Norteamericana, frente a las costas del Pacífico de la República Mexicana, la cual corresponde a la zona de mayor concentración de epicentros en la República Mexicana (Figura 4.3).



**Figura 4.2 Generación de sismos mediante el proceso de subducción (Bazan y Meli, 2003)**



**Figura 4.3** Distribución de epicentros en la República Mexicana (Bazán & Meli, 2003).

La energía liberada mediante los procesos anteriormente descritos, se realiza a través de ondas que viajan a través de los diferentes estratos que componen a la corteza, y es mediante las características de éstos que se puede predecir la forma en que va a vibrar el terreno y la intensidad o duración del movimiento.

Para medir el tamaño del sismo existen dos parámetros: *magnitud* e *intensidad*.

La *magnitud* es una medida cuantitativa del tamaño del evento, y está relacionada con la energía liberada durante la ruptura de la falla, ésta es un valor constante que se le asigna a cada sismo y no está en función del sitio de observación. La escala de magnitud comúnmente utilizada es la de Richter, adicionalmente a ésta, existen escalas de magnitud de acuerdo al tipo de onda a partir de la cual se utiliza su amplitud, es decir, la escala de magnitud  $M_b$  se determina a partir de la amplitud máxima de las ondas de cuerpo y la escala de magnitud  $M_s$  de las de superficie, sin embargo ambos tipos de escalas no dan una estimación adecuada del tamaño del evento y de la cantidad de energía liberada para sismos mayores a 6.5, es por esto que los sismólogos desarrollaron una medida más directa de la energía liberada por un sismo, basados en el momento sísmico  $M_o$ , que es función de la rigidez a cortante de la corteza, el desplazamiento relativo y el área de ruptura, por lo que actualmente esta escala llamada magnitud de momento sísmico  $M_w$  está teniendo buena aceptación.

La *intensidad* es una medida del grado de vibración registrado en un determinado sitio, por lo que está en función del sitio en el que se registren dichas vibraciones. La escala para medir este parámetro es instrumental mediante las aceleraciones del terreno registradas en el sitio, pero debido a que no en todos los sitios de interés se cuenta con estaciones sismológicas, es necesario recurrir a escalas de tipo cualitativo que se basan en la severidad de los daños producidos y la violencia con la que es captada por las personas, dentro de este último tipo de escala, la más común es la Mercalli Modificada en la cual se contemplan XII niveles de intensidad (Bazan y Meli, 2003).

Desde el punto de vista de la ingeniería no importa tanto la magnitud del evento, si no, de las diferentes intensidades con las que se presenta en los diferentes sitios, por lo que los parámetros más importantes de estos eventos son los niveles máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno que se alcanzan en dichos sitios, estos dos últimos se obtienen de manera indirecta mediante un proceso de integración del registro de aceleraciones.

#### 4.1.2 Peligro sísmico y efectos de sitio en el valle de México

##### *Peligro Sísmico*

El peligro sísmico se refiere al grado de exposición que presenta una región dada debido a los movimientos sísmicos, y depende de su cercanía a las fuentes de eventos de magnitud suficiente para producir intensidades significativas en el sitio. Debido a que las ondas sísmicas que se generan en la corteza terrestre por un evento de gran magnitud son capaces de propagarse a una gran distancia, pero su amplitud decrece con dicha distancia debido a efectos de dispersión y de amortiguamiento, tal y como puede observarse en la figura 4.4.

Así, las principales fuentes sísmicas que afectan al valle de México se pueden clasificar en cuatro grupos (Rosenblueth *et al.*, 1987):

- a) Temblores locales,  $M_w \leq 5.5$ , originados dentro o cerca de la cuenca del lago.
- b) Temblores tipo Acambay,  $M_w \leq 7.0$ , que se originan en el resto de la placa Norteamericana.
- c) Temblores de profundidad intermedia de falla normal, causados por el rompimiento de la placa de Cocos ya subducida, pudiendo llegar hasta  $M_w = 6.5$
- d) Temblores de subducción  $M_w \leq 8.2$ .

Se han desarrollado expresiones empíricas que relacionan la intensidad del movimiento en un sitio con su distancia epicentral y la magnitud del evento, llamadas *leyes de atenuación*, pero dichas leyes difieren significativamente entre sí y presentan coeficientes de variación elevados. La manera en como se atenúan los efectos sísmicos con respecto a la distancia epicentral se puede observar directamente en las intensidades medidas en los distintos sitios. Una forma más racional de expresar el peligro sísmico es en términos probabilistas, en función de la intensidad que tienen una probabilidad preestablecida (pequeña) de ser excedida en un lapso de tiempo mayor o igual al tiempo de vida estimado de la estructura. En estos conceptos están basadas las regionalizaciones sísmicas que rigen en distintos países (Bazan & Meli, 2003).

##### *Efectos de Sitio*

Los efectos de sitio se refiere a las alteraciones que sufren las ondas al pasar por un sitio dado, debido a las características propias del mismo, como son las geológicas, topográficas y de rigidez del suelo.

En años recientes se han realizado estudios para observar el incremento en la amplitud que sufren las ondas sísmicas y la duración del movimiento, no solo en función de la distancia epicentral y de la magnitud del evento, si no que también se ha observado diferencias para una misma región dependiendo de sus características estratigráficas. Uno de estos estudios, llevado a cabo por Reinoso (1996), muestra el incremento tanto en amplitud como en duración que presentan las ondas sísmicas, registradas en el valle de México respecto a aquellas observadas en sitios cercanos al epicentro de eventos generados por el proceso de subducción, tal y como se puede apreciar en la figura 4.4.

De acuerdo a lo anterior, y a la configuración del subsuelo del valle de México, que como es conocido está constituido por zonas con depósitos lacustres muy blandos y compresibles con contenidos de agua de 50 al 500% con profundidades hasta 60 m, en lo que es conocido como la *zona del lago*, zonas de terreno firme la cual es conocido como la *zona de lomas* y existiendo una zona intermedia entre las antes mencionadas llamada *zona de transición*. Se ha observado diferencia en las amplificaciones que sufren las ondas sísmicas registradas en las diferentes zonas del valle, lo cual motivó a generar una micro-regionalización del valle de México (Reinoso, 1996), lo anterior se puede observar de las figuras 4.4 a 4.6.

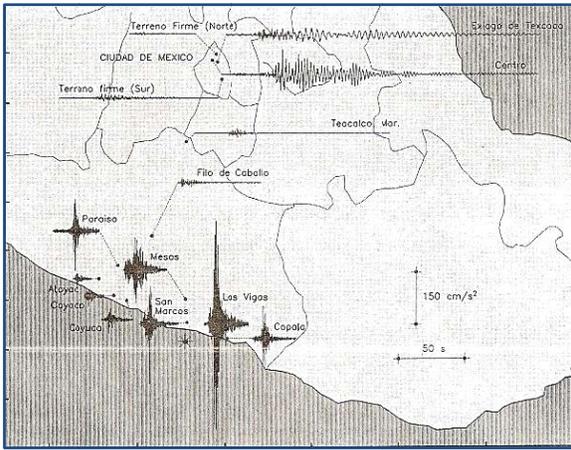


Figura 4.4 Aceleraciones de terreno debidas al sismo del 14/Sep/1995, componente N-S. (Reinoso, 1996)

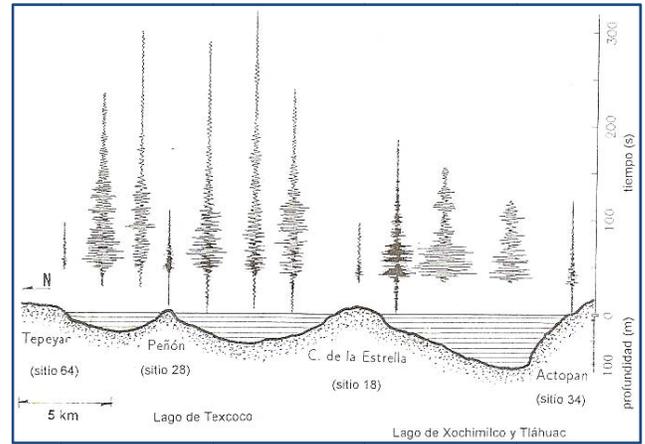


Figura 4.5 Aceleraciones del terreno en una sección N-S del valle de México, para el sismo del 25/Abr/1989 componente N-S. (Reinoso, 1996)

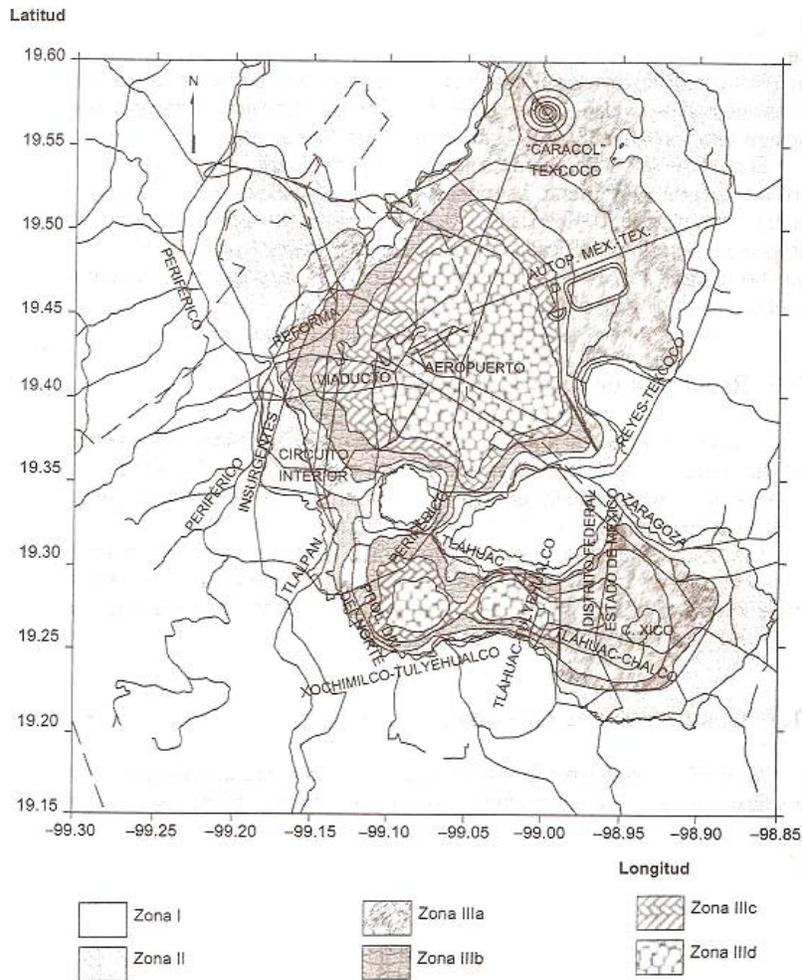


Figura 4.6 Zonificación del valle de México (RCDF, 2004).

## 4.2 Demandas de desplazamiento elástico

### 4.2.1 Espectros de diseño conforme a las NTC-Sismo (2004)

En los espectros de respuesta se representan los valores máximos de la respuesta de sistemas elásticos-lineales con un mismo nivel de amortiguamiento, pero con diferentes características dinámicas expresadas por el periodo del sistema, cuando estos son sometidos a una excitación dinámica.

Para fines de diseño son de gran interés los valores máximos de la respuesta ya sea de desplazamiento, velocidad o aceleración de la estructura, para ello, los reglamentos de diferentes países especifican sus espectros de diseño.

Para la obtención de las demandas de desplazamiento elástico para puentes en el valle de México se recurrió a lo especificado por Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004), en sus Normas Técnicas Complementarias de diseño por sismo (NTC-Sismo, 2004), que proporciona expresiones para la determinación de los espectros de diseño de aceleraciones para las diferentes zonas en que se divide el valle, dichos espectros están proyectados para obtener una seguridad adecuada ante el sismo máximo probable, y a su vez menciona que el coeficiente sísmico se deberá amplificar en un 50% para el caso de estructuras importantes, clasificación en la que caen los puentes, cuyo funcionamiento es esencial ante una emergencia urbana. Las expresiones para la determinación de los espectros de diseño son las siguientes:

$$a = a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_a}; \quad \text{Si } T < T_a \quad \text{(IV.1a)}$$

$$a = c; \quad \text{Si } T_a \leq T \leq T_b \quad \text{(IV.1b)}$$

$$a = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r c; \quad \text{Si } T > T_b \quad \text{(IV.1c)}$$

Donde,  $a$  es la demanda de aceleración normalizada respecto a la gravedad,  $T$  es el periodo fundamental de la estructura,  $a_o$  es el coeficiente de aceleración del terreno,  $c$  es el coeficiente sísmico,  $T_a$  y  $T_b$  son los periodos característicos de la meseta, mientras que  $r$  es un exponente del cual depende la rama descendente del espectro. Estos parámetros se pueden visualizar en la figura 4.7 y en la tabla 4.1.

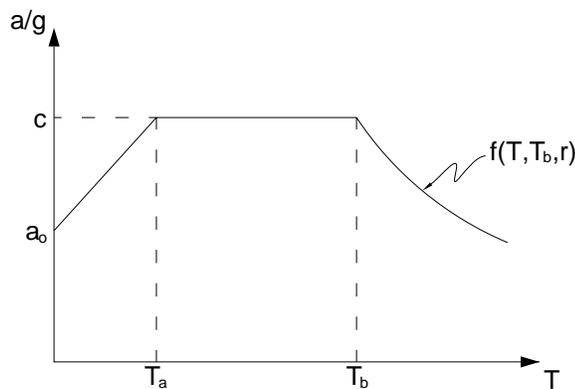


Figura 4.7 Forma del Espectro de Diseño (NTC-Sismo, 2004)

**Tabla 4.1 Parámetros para la determinación de los espectros de diseño (NTC-Sismo, 2004)**

Zona	$c$	$a_o$	$T_a$	$T_b$	$r$
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

Adicionalmente a estos espectros del cuerpo principal del las NTC-Sismo (2004), se especifican dentro del Apéndice “A” otros para las estructuras desplantadas en las zonas II y III, en los cuales se hace permisible tener en consideración los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura. Dichos espectros se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{Si } T < T_a \\ \beta c; & \text{Si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c \rho \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{Si } T \geq T_b \end{cases} \quad (IV.2)$$

donde:

$$\rho = k + (1-k) (T_b/T)^2$$

$\beta$  = es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura.

Los coeficientes  $a_o$ ,  $c$ ,  $k$ ,  $T_a$ , y  $T_b$  del espectro de aceleraciones se obtienen en función del periodo dominante del sitio ( $T_s$ ), mediante las siguientes expresiones:

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{Si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{Si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (IV.3a)$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{Si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{Si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{Si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{Si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (IV.3b)$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{Si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{Si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{Si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{Si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{IV.3c})$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{Si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{Si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{Si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{IV.3d})$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{Si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{Si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{IV.3e})$$

En donde, los valores de  $T_s$  se obtienen de la figura 4.8, o a partir de una expresión en la cual se requiere realizar ensayos y análisis de dinámica de suelos que tomen en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo del sitio de interés.

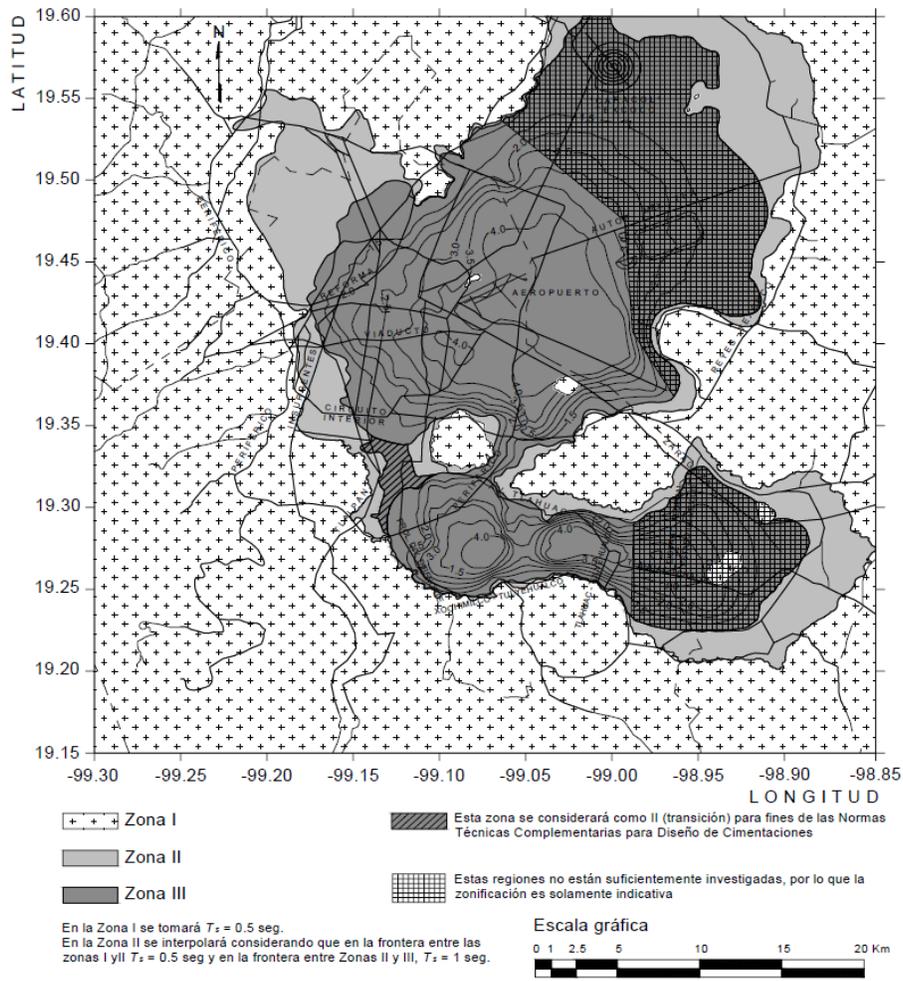


Figura 4.8 Periodos predominantes del suelo (NTC-Sismo, 2004)

#### 4.2.2 Espectros de diseño de desplazamiento

El espectro de diseño utilizado para la *zona I* corresponde al especificado en el cuerpo principal del reglamento, mientras que para las *zonas II* y *III* se utilizaron los espectros especificados en el apéndice “A”, con periodos predominantes del suelo de 0.9 s y 2.5 s, respectivamente, considerando a la base de la estructura como rígida. En todos los casos el coeficiente sísmico fue incrementado en un 50%, por considerar a los puentes del grupo A, de acuerdo al RCDF (2004).

Una vez obtenidos los espectros de diseño del reglamento en los cuales el parámetro de diseño es la aceleración y mediante las expresiones de la dinámica estructural que relacionan de manera aproximada al espectro de desplazamientos con los respectivos espectros de pseudo-velocidad y pseudo-aceleración, es que se obtuvo el espectro de desplazamientos, cabe mencionar que dichas expresiones son validas en estructuras con poco amortiguamiento, con fracciones de amortiguamiento menores al 20% del crítico (Clough y Penzien, 1993), en donde se encuentran ubicadas la mayoría de las estructuras civiles, dichas expresiones son las siguientes:

$$S_{pv} = \omega S_d \tag{IV.4}$$

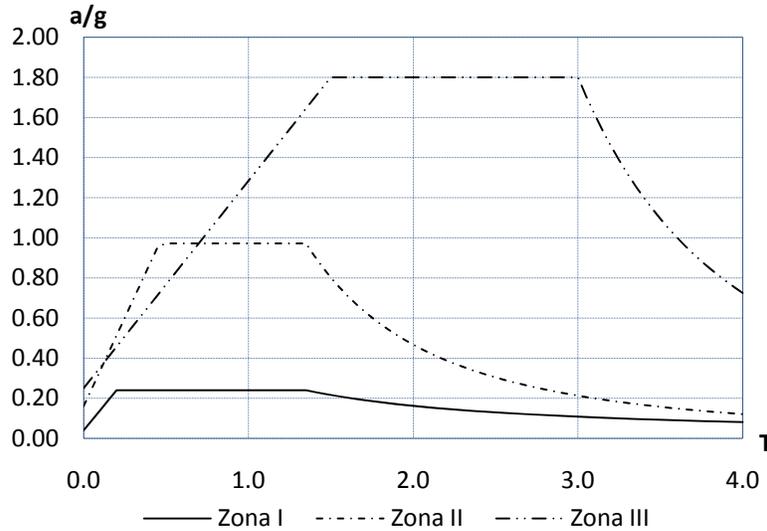
$$S_{pa} = \omega^2 S_d \tag{IV.5}$$

donde,  $S_{pv}$  y  $S_{pa}$  son las ordenadas del espectro de pseudo-velocidad y pseudo-aceleración, respectivamente,  $S_d$  es la ordenada del espectro de desplazamientos y finalmente  $\omega$  es la frecuencia circular de la estructura.

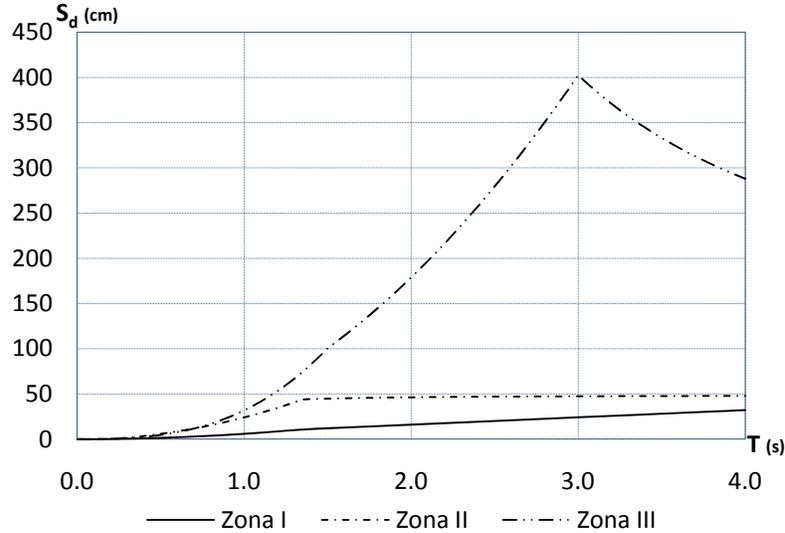
Debido a lo anterior, las ordenadas del espectro de desplazamiento se pueden obtener a partir de las ordenadas del espectro de aceleraciones que proporciona el reglamento mediante la expresión:

$$S_d = \frac{S_{pa}}{\omega^2} \approx \frac{a}{\omega^2} \approx a \left( \frac{T^2}{4\pi^2} \right) \tag{IV.6}$$

Hay que recordar que las ordenadas del espectro de aceleraciones proporcionado por el reglamento se encuentran normalizadas respecto a la gravedad, por lo que ésta se tomó en cuenta para la determinación de los espectros de desplazamientos elásticos para las tres zonas principales en que se divide el valle de México, los cuales se muestran en la figura 4.9.



a) Espectro de aceleraciones.



b) Espectro de desplazamientos

**Figura 4.9** Espectros de diseño sin reducir para estructuras del grupo A;  
a) Aceleraciones, b) Desplazamientos.

### 4.3 Demandas de desplazamiento inelástico

#### 4.3.1 Respuesta de sistemas (1GDL)

Para determinar la respuesta de un sistema de un grado de libertad (SIGL) elástico, se parte del equilibrio dinámico de todas las fuerzas que actúan en el sistema en cualquier instante, siendo éstas, la fuerza de inercia  $F_I(t)$ , la fuerza de amortiguamiento  $F_D(t)$ , la fuerza de restitución  $F_R(t)$  y la fuerza de excitación  $F(t)$ .

$$F_I(t) + F_D(t) + F_R(t) = F(t) \quad (IV.7)$$

Para lo cual se considera que en cualquier instante de tiempo la fuerza restitutiva y la fuerza de amortiguamiento son proporcionales al desplazamiento y a la velocidad, respectivamente, mientras que la masa y la constante del amortiguador no varían en el tiempo. De acuerdo a estas consideraciones la ecuación de movimiento del sistema resulta ser una ecuación lineal diferencial ordinaria de segundo orden.

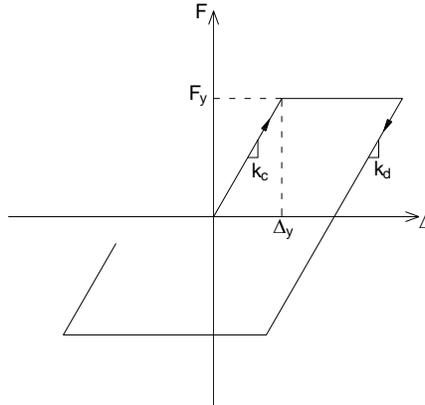
$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t) \quad (IV.8)$$

donde,  $x$  es el desplazamiento lateral relativo de la masa respecto a la base,  $\dot{x}$  y  $\ddot{x}$  son la velocidad y aceleración de la masa, respectivamente,  $m$ ,  $c$ , y  $k$  son la masa, constante del amortiguador y la rigidez lateral del sistema, respectivamente.

Para el caso de SIGL inelástico, se parte también del equilibrio dinámico en cualquier instante, la diferencia radica que para cualquier instante de tiempo en estos sistemas la fuerza de amortiguamiento y la fuerza restitutiva ya no son proporcionales a la velocidad y al desplazamiento, respectivamente.

Existen varios modelos para considerar la no linealidad de los materiales dentro de los SIGL, pero el más simple de ellos es el llamado elastoplástico perfecto el cual se muestra en la figura 4.10, en el cual para cada ciclo de carga se considera una porción inicial linealmente creciente hasta alcanzar la fuerza de fluencia, seguido de una zona de plastificación, en la cual para cualquier desplazamiento mayor el sistema fluye hasta el inicio de la descarga, en donde la pendiente de la descarga se considera igual a la de carga. Cuando el

sistema es sometido a varios ciclos de carga, éste disipa energía en cada ciclo, la cual es equivalente al área encerrada por la curva (Ciclo de histéresis) (Rivera, 2005b).



**Figura 4.10.- Comportamiento elastoplástico perfecto.**

Para resolver la expresión IV.7 existen varios métodos de integración paso a paso, como son: método de Newmark (aceleración constante y aceleración lineal), método de la diferencia central y el método de la interpolación lineal de la excitación, los cuales se comentan ampliamente en el trabajo de Chopra (1995).

#### 4.3.2 Métodos aproximados

Los métodos aproximados simplifican la evaluación de las demandas de desplazamiento inelástico al omitir la solución de la ecuación diferencial de movimiento dinámico, considerando el comportamiento no lineal del sistema. Para efectos de este trabajo, resulta útil emplear dichos métodos debido a que la demanda de desplazamiento inelástico se evalúa en función de la demanda de desplazamiento elástico, el cual está disponible indirectamente en las disposiciones de las NTC-Sismo (2004), lo cual facilita en gran medida la estimación de dicha demanda inelástica, que si se tuviera que aplicar la solución exacta en la cual es requerida la aceleración característica de cada zona.

Existen varios métodos aproximados que calculan la demanda de desplazamiento inelástico máximo a partir de la demanda de desplazamiento elástico máxima, estos métodos de acuerdo a sus fundamentos se pueden clasificar en tres grupos (Rivera, 2005b):

a) *Métodos Basados en Linealización Equivalente.*

En los métodos basados en linealización equivalente la demanda de desplazamiento máximo inelástico es estimada como la demanda de desplazamiento máximo elástico de un sistema equivalente que tiene una menor rigidez lateral y una fracción de amortiguamiento crítico mayor en relación a las del sistema inelástico original.

La ecuación que gobierna el movimiento de un S1GL elástico sometido a una excitación sísmica, se puede escribir de la siguiente manera:

$$\ddot{x} + 2\xi_o\omega_o\dot{x} + \omega_o^2 x = -\ddot{x}_g \quad (IV.9)$$

donde,  $\xi_o$  es la fracción de amortiguamiento crítico,  $\ddot{x}_g$  es la aceleración del terreno,  $\omega_o$  es la frecuencia circular de vibración la cual está dada por:

$$\omega_o^2 = \frac{k_o}{m} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \quad (IV.10)$$

donde,  $k_o$  y  $T$  son la rigidez inicial y el periodo de vibración del sistema, respectivamente.

Debido a que en los métodos de linealización equivalente la respuesta máxima del sistema inelástico se estima como la respuesta máxima de un sistema elástico equivalente, la cual se puede escribir de la siguiente manera:

$$\ddot{x}_{eq} + 2\xi_{eq}\omega_{eq}\dot{x}_{eq} + \omega_{eq}^2 x_{eq} = -\ddot{x}_g \quad (IV.11)$$

Algunos de los métodos basados en linealización equivalente que se pueden encontrar en la literatura de acuerdo a Rivera (2005b), son: Rosenblueth y Herrera (1964), Newmark y Rosenblueth (1971), Gülkan y Sozen (1974), Iwan (1980), Pérez y Ordaz (1991) y Kowalsky (1994).

b) *Métodos basados en factores de modificación de desplazamiento ( $C_\mu$ )*

En este tipo de métodos la respuesta máxima de S1GL inelásticos,  $\Delta_i$ , es estimada como el producto de la respuesta máxima de un sistema elástico lineal,  $\Delta_e$ , con la misma rigidez lateral y fracción de amortiguamiento crítico que el del sistema inelástico, y un factor de modificación de desplazamiento ( $C_\mu$ ) el cual es función del periodo de vibración de sistema ( $T$ ), del periodo de vibración del terreno ( $T_s$ ) y de la ductilidad de desplazamiento esperada ( $\mu$ )

$$\Delta_i = \{C_\mu(T, T_s, \mu)\} \Delta_e \quad (IV.12)$$

Dentro de este grupo de métodos podemos encontrar los siguientes: Newmark y Hall (1982), Santa Ana (1996), y Ruiz y Miranda (2004).

c) *Métodos basados en factores de reducción de resistencia*

En este tipo de métodos la respuesta máxima de un S1GL inelásticos, se estima como el producto de la respuesta máxima de un S1GL elástico y un coeficiente de amplificación definido como el cociente entre la ductilidad de desplazamiento esperada ( $\mu$ ) y el factor de reducción de resistencia ( $R_\mu$ ), tal como se muestra en la siguiente expresión:

$$\Delta_i = \Delta_e \frac{\mu}{R_\mu} \quad (IV.13)$$

El factor de reducción de resistencia representa la reducción de resistencia lateral debida al comportamiento no lineal histerético, y se define como el cociente entre la demanda de resistencia lateral requerida para mantener al sistema elástico ( $F_y$  [ $\mu=1$ ]) y la demanda de resistencia lateral inelástica requerida para un valor predeterminado de  $\mu$  ( $F_y$  [ $\mu=\mu_i$ ]) (Ordaz y Pérez-Rocha, 1998).

$$R_\mu = \frac{F_y[\mu=1]}{F_y[\mu=\mu_i]} \quad (IV.14)$$

Dentro de este grupo de métodos se encuentran los siguientes (Rivera, 2005b): Miranda (1993), Miranda *et al.* (1996), Santa Ana (1996), Ordaz y Pérez-Rocha, (1998), Arroyo y Terán (2002).

Se han realizado varios estudios para estimar la precisión que presentan algunos de estos métodos aproximados cuando son utilizados para la determinación de las demandas máximas de desplazamiento inelástico en sitios con suelos firmes (Miranda y Ruiz, 2002; Torres, 2008) y sitios con suelos blandos (Rivera, 2005b). En el primero de los estudios llevado a cabo para sitios firmes se utilizaron 264 registros correspondientes a 12 sismos ocurridos en California USA, mientras que en el segundo se utilizaron 152 registros sísmicos de zona firme y de transición del Distrito Federal.

Para el caso de suelos blandos se utilizaron 24 registros correspondientes a 12 sismos registrados en la zona blanda del Distrito Federal.

De acuerdo a estos estudios, en particular a los que se trabajaron con registros sísmicos del valle de México, muestran que de estos métodos aproximados el que mejor estimación hace de las demandas de desplazamiento inelástico con respecto a la solución exacta es el de Ordaz y Pérez-Rocha (1998), tanto para suelos firmes y de transición (Torres, 2008), como para suelos blandos (Rivera, 2005b).

#### 4.3.3 Método aproximado empleado

De los métodos aproximados descritos anteriormente, el que se ha visto que tiene una mejor estimación de las demandas de desplazamiento inelástico, en comparación con lo que se obtiene de la solución exacta, es el propuesto por Ordaz y Pérez-Rocha (1998).

De acuerdo a Rivera (2005b), al calibrar los métodos aproximados con 24 registros sísmicos de cuatro estaciones representativas del suelo blando de la ciudad de México, SCT, Central de Abastos, Tlatelolco y Córdova, considerando un comportamiento elastoplástico del sistema, el método de Ordaz y Pérez-Rocha, (1998) ofrece menor margen de error en relación a otros métodos, ya sea al variar la ductilidad esperada o por región espectral. Situación similar se observó para el caso de suelos firmes, en el que Torres (2008) calibro estos criterios, con registros sísmicos y se apreció que el criterio de Ordaz y Pérez-Rocha (1998) da mejores resultados.

El método de Ordaz y Pérez-Rocha (1998) se basa en la forma del espectro de desplazamiento y en un factor de reducción de resistencia que se define de la siguiente manera:

$$R_{\mu}(T) = \frac{F(T, \mu=1)}{F(T, \mu=\mu_i)} \quad (IV.15)$$

donde,  $T$  es el periodo de sistema,  $F(T, \mu=1)$  es la resistencia requerida para que el sistema presente un comportamiento elástico,  $F(T, \mu=\mu_i)$  es la resistencia lateral requerida para una demanda de ductilidad  $\mu_i$  dada.

Por consiguiente, la demanda máxima de desplazamiento inelástico para un valor de ductilidad dado  $\Delta_{i(T, \mu)}$ , está dado por la siguiente expresión:

$$\Delta_{i(T, \mu)} = \Delta_e(T) \frac{\mu}{R_{\mu}(T)} \quad (IV.16)$$

donde,  $\Delta_e(T)$  es la demanda máxima de desplazamiento elástico.

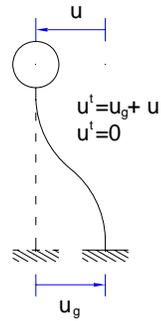
Por lo tanto contando con un espectro de respuesta y dada una demanda de ductilidad de desplazamiento, la determinación de la demanda máxima de desplazamiento inelástico queda en función de la determinación de  $R_{\mu(T)}$ . Que en este método se obtiene mediante las expresiones siguientes:

$$R_{\mu(T)} = 1 + \left( \frac{\Delta_e(T)}{\Delta_{Max}} \right)^{\beta_{(\mu)}} (\mu - 1) \quad (IV.17)$$

$$\beta_{(\mu)} = 0.388 (\mu - 1)^{0.173} \quad (IV.18)$$

donde,  $\Delta_{Max}$  es el desplazamiento máximo del terreno, el cual se puede determinar de manera aproximada a partir del espectro de respuesta de desplazamiento, ya que para estructuras muy flexibles (periodos de vibración muy grandes) la masa permanece estacionaria ante el desplazamiento del terreno, por lo que el desplazamiento relativo máximo de la masa  $u_{max}$  tiende a ser igual al desplazamiento máximo del terreno

$u_{g \max}$ , lo cual se puede observar en la figura 4.11. Debido a lo anterior, en un espectro de respuesta de desplazamiento la ordenada espectral de un sistema con un periodo de vibración muy grande tiende a ser aproximadamente igual al desplazamiento máximo del terreno (Chopra, 1995).



**Figura 4.11** Sistema flexible sometido a un desplazamiento del terreno

## CAPÍTULO V

### PROPUESTA DE CUANTÍAS DE REFUERZO

#### 5.1 Antecedentes

Como se pudo observar en el capítulo II, los requerimientos de acero de refuerzo transversal que especifican algunos de los códigos más recurridos para el diseño sísmico de columnas de puentes de concreto reforzado, están basados en el concepto de mantener la capacidad concéntrica de la columna cuando se presente el desprendimiento del recubrimiento, previendo que se obtenga un buen desempeño ante el sismo de diseño. Algunos de estos códigos ya incorporan la influencia de la carga axial en el comportamiento de la columna, pero debido a que tales requerimientos no están en función de las demandas de desplazamiento, estos pueden resultar muy altos para regiones de baja y moderada sismicidad (Wehbe *et al.* 1999).

Debido a la influencia que tiene el tipo de estructuración sobre el comportamiento sísmico (Mireles y Reinoso, 1997), en este trabajo solo se cubren los puentes urbanos discontinuos (en los que sus columnas se pueden analizar por separado) clasificados como regulares, cuya subestructura está conformada a base de columnas aisladas o marcos formados por dos columnas.

Por lo anterior, se han propuesto en la literatura distintos procedimientos para proporcionar la cuantía de acero de refuerzo transversal a las columnas de puentes en función de los desplazamientos máximos a los que se espere esté sometido durante su vida útil. En este trabajo se recurre al procedimiento propuesto por Rivera (2005a) para proporcionar cuantías de refuerzo longitudinal y transversal para columnas de puentes de concreto reforzado en función de las demandas de desplazamiento esperadas para las diferentes zonas del valle de México.

#### 5.2 Revisión de la propuesta de NTC-Diseño y Construcción de Puentes Urbanos

##### 5.2.1 Filosofía de diseño

De acuerdo a la propuesta Preliminar de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Puentes Urbanos (NTC-Diseño y Construcción de Puentes Urbanos) para su incorporación al reglamento de Construcciones (Riobóo y Arce, 1997), la filosofía de diseño sísmico de puentes urbanos se basa en que su comportamiento ante el estado límite de servicio permanezca elástico para eventos sísmicos de baja y moderada intensidad los cuales tendrán una alta probabilidad de ocurrencia durante la vida útil del puente, mientras que para el estado límite último ante el sismo de diseño se aceptará que el comportamiento del puente incurra dentro del rango inelástico, admitiendo daño controlado y reparable (deformación en la fibra extrema en compresión menor que 0.004 o deformación en el acero a tensión menor de 0.015, se considera que no existe daño estructural) en aquellos elementos capaces de disipar energía debido al comportamiento histerético.

Para poder evaluar el comportamiento de los puentes ante eventos sísmicos, éstos se clasifican, según esta propuesta de norma, conforme a la descripción que se hace a continuación.

##### 5.2.2 Clasificación de puentes urbanos

###### 5.2.2.1 Importancia

Con la excepción de algunos casos como el de accesos a zonas residenciales o caminos temporales, todos los puentes urbanos son considerados como estructuras tipo A, es decir estructuras importantes.

###### 5.2.2.2 Estructuración

Esta clasificación se hace en función de la resistencia lateral de los elementos que lo conforman. Un puente debido a sus características puede contar con diferentes estructuraciones de un apoyo a otro, así como en ambas direcciones de análisis.

- *Marcos*: Son aquellos en que exista continuidad entre traveses, cabezales y columnas, excepto con los estribos.
- *Pilas y Muros de concreto reforzado*: Son aquellos con elementos anchos cuyo comportamiento sísmico previsible es por cortante y no por flexión. Se considera así, a la subestructura de un puente que en el sentido de análisis tenga una relación entre su altura y su ancho, menor de 3.
- *Columnas Aisladas*: Son aquellos en los que una columna es el único elemento sismorresistente y que trabaja a flexocompresión en la dirección del análisis.
- *Péndulo Invertido*: Son todos aquellos puentes apoyados sobre una columna en los que se presente cabeceo de la superestructura.
- *Atirantados ó Colgantes*: El comportamiento sísmico de estas estructuras queda fuera del alcance de esta propuesta de norma.
- *Estribos*: Son aquellos con elementos que rematan las rampas de acceso en el caso de puentes en áreas planas o el apoyo en ladera de puentes ubicados en zonas montañosas.

### 5.2.2.3 Geometría

De acuerdo a esto, los puentes serán regulares e irregulares. En puentes de dos o más claros podrá hacerse una clasificación distinta para cada módulo del puente, mientras se garantice que los módulos están totalmente aislados y que tendrán un movimiento sísmico independiente, al igual que las juntas de construcción han sido diseñadas para evitar el golpeteo.

Un puente clasificado como *irregular* es aquel que cumpla con al menos una de las siguientes características:

- Existan cambios de rigidez lateral o de masa a lo largo de su longitud de más del 25% de apoyo a apoyo, excluyendo los estribos.
- Puentes curvos que subtiendan a un ángulo de más de 25° medido con respecto al eje principal del camino, de un estribo a otro, o al final del puente.
- Puentes en línea recta con apoyos esviajados con un ángulo mayor de 25° con respecto al eje longitudinal del camino.

Para puentes regulares el factor de irregularidad geométrica es de 1.0, para puentes irregulares será el mismo pero se le adicionará 0.15 por cada irregularidad antes mencionada que tenga.

### 5.2.2.4 Desempeño sísmico

A excepción de los estribos, superestructura y cimentación que deberán diseñarse para que tengan un desempeño elástico, la subestructura se podrá diseñar para que tenga algunos de los desempeños sísmicos siguientes:

- *Dúctil*: Es decir, que la estructura experimente grandes deformaciones debido a la incursión en rango de comportamiento inelástico, y la aparición de articulaciones plásticas en los elementos que disiparán energía por comportamiento histerético, se permitirá la formación de articulaciones plásticas en traveses sólo en puentes clasificados como marcos.
- *Parcialmente Dúctil*: Es un desempeño intermedio entre el desempeño dúctil y el elástico, el cual también incursiona en la no linealidad.

- *Elástico*: En éste se deberá garantizar que no incurse en el rango inelástico durante la acción sísmica de diseño. Lo cual no es siempre conveniente por que se permitirá que se presenten grandes fuerzas en la superestructura, lo que puede ocasionar volteo o accidentes de vehículos que circulen durante el sismo.

### 5.2.2.5 Redundancia

El diseño de puentes debe hacerse de tal manera, que la resistencia antes sismos sea repartida entre los distintos elementos, para garantizar un comportamiento dúctil ante el sismo de diseño. Es por eso que de acuerdo a la redundancia que proporcione su estructuración se clasifican y asigna un factor de redundancia, según la tabla 5.1.

**Tabla 5.1 Factores de redundancia en función a su estructuración**

<i>Estructuración del Puente</i>	<i>Grado de Redundancia</i>	$F_{RE}$
Marcos de concreto reforzado continuos en dos direcciones ortogonales, con uniones monolíticas con la superestructura y con secciones detalladas sísmicamente, ó marcos de acero continuos en dos direcciones ortogonales, formados por secciones compactas, conexiones suficientemente rígidas y resistentes para no permitir falla local, con sistema de piso rígido y con detallado sísmico.	Alto	1.0
Marcos que no cumplan con todos los requisitos establecidos en el párrafo anterior para puentes con un alto grado de redundancia y puentes con columnas ó pilas aisladas de concreto reforzado o acero en su dirección longitudinal y que formen marcos rígidos en la dirección transversal.	Medio-Alto	1.1
Columnas o pilas aisladas y péndulos invertidos tipo Gerber en su dirección longitudinal con marcos rígidos en la dirección transversal	Medio-Bajo	1.2
Péndulos invertidos en la dirección transversal con más de dos claros continuos longitudinalmente.	Bajo	1.3

### 5.2.2.6 Factor de comportamiento sísmico

Con fines de diseño, mediante el factor de reducción con el cual se pueden reducir las fuerzas sísmicas para el análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal, es necesario conocer el factor de comportamiento sísmico para diferentes elementos de la subestructura, cimentación y conexiones en un puente, dicho factor de comportamiento puede variar según sean las características de estructuración en cada dirección del análisis. Dichos factores se enlistan en la tabla 5.2, en función de la estructuración de los elementos.

**Tabla 5.2 Factores de comportamiento sísmico en elementos de puentes**

<i>Elemento</i>	<i>Dúctil</i>	<i>Parcialmente Dúctil</i>
Marcos	4.0	2.5
Columnas Aisladas	3.0	2.0
Pilas y Muros de concreto reforzado	1.5	1.0
Columnas Aisladas inclinadas	1.5	1.0
Estribos	1.0	1.0
Conexión Superestructura-Estribo	1.0	1.0
Conexión de juntas de expansión dentro de un tramo de la estructura	1.0	1.0
Conexión de columnas, pilas o marcos a la trabe superior	1.0	1.0
Conexión de columnas o pilas a cimentación	1.0	1.0

De acuerdo a lo mencionado en la propuesta preliminar de NTC-Diseño y Construcción de puentes urbanos, en este trabajo sólo se cubrirá el caso de puentes discontinuos (es decir que sus columnas se pueden analizar por separado) clasificados como regulares cuya estructuración es a base de marcos formado por dos columnas y columnas aisladas, con factores de comportamiento sísmico de 4 para los clasificados como dúctiles y 2.5 para parcialmente dúctiles en el caso de marcos, mientras que para columnas aisladas es de 3 y 2, respectivamente.

### 5.3 Derivación de las cuantías de refuerzo para columnas de puentes

#### 5.3.1 Criterio basado en desplazamiento

Debido a que los métodos de diseño basados en desplazamiento permite una mejor relación con el nivel de daño esperado en la estructura que los métodos basados en fuerzas, en virtud que se pueden conocer la deformaciones que experimentan los materiales de los elementos estructurales, lo que a su vez da pauta a descifrar los diferentes niveles de desempeño de la estructura. Por esta razón para el establecimiento de las cuantías de acero de refuerzo para columnas de puentes urbanos de concreto reforzado se recurrió al método basado en desplazamiento que mostró una mejor correlación con resultados experimentales, para lo cual se llevó a cabo una evaluación presentada en el capítulo III, en la cual el método que mejores resultados presentó fue el propuesto por Rivera (2005a), el cual se describe brevemente a continuación.

En el trabajo de Rivera (2005a) se presenta un procedimiento de diseño que evalúa dos niveles de desempeño que son: el *estado límite de servicio* y el *estado límite de supervivencia*, con lo cual se busca que la estructura tenga un buen comportamiento.

#### ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Para este nivel de desempeño se estableció como objetivo de diseño, que ante sismos frecuentes la afectación a las columnas no limitara la operación inmediata del puente, lo que implica que la columna ante este tipo de sismos deberá permanecer sin daño visible, es decir solo la aparición de pequeñas grietas. Por lo que para limitar este estado se controla el ancho de grieta residual de la columna, para el cual se definió un valor máximo de 0.2 mm, que queda satisfecho si la respuesta de la columna se limita a la deformación de fluencia del acero longitudinal, ya que con esto se considera que los anchos de grieta quedarían por debajo del ancho de grieta residual máximo.

Para la evaluación de este nivel de desempeño se divide en dos etapas:

##### a) Pre-Diseño

- Se proponen las dimensiones de la sección transversal.
- Se calcula el momento de inercia agrietado de la sección transversal  $I_{cr}$ , tomándolo como el 50% del momento de inercia de la sección gruesa  $I_g$ .
- Con el nivel de carga axial  $P$  considerado, tomado como porcentaje de la resistencia de la sección gruesa de concreto ( $A_g f'_c$ ), se calcula la masa aplicada al sistema.
- Se calcula la rigidez lateral agrietada de la columna  $K_{cr}$ , según sea su clasificación en cuanto a su deformada:

Curvatura Simple

$$K_{cr} = \frac{3 E_c I_{cr}}{H^3}$$

Doble curvatura

$$K_{cr} = \frac{12 E_c I_{cr}}{H^3} \quad (V.1)$$

donde,  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto,  $H$  es la altura de la columna.

- Con la rigidez lateral agrietada y la masa se calcula el período del sistema.

$$T_{cr} = 2 \pi \sqrt{\frac{m}{K_{cr}}} \quad (V.2)$$

donde,  $T_{cr}$  y  $m$  son el período agrietado y masa del sistema, respectivamente.

- Con el valor  $T_{cr}$  se entra a un espectro de desplazamientos y se obtiene el valor del desplazamiento demandado  $\Delta_d$ .
- Se calcula la distorsión demandada  $\gamma_d$ , dividiendo el desplazamiento demandado entre la altura de la columna.

$$\gamma_d = \frac{\Delta_d}{H} \quad (V.3)$$

- Se verifica que la distorsión demandada se encuentre dentro de los límites de distorsión de fluencia mínimo ( $\gamma_{y \min}$ ) y máximo ( $\gamma_{y \max}$ ), que están en función de las cuantías longitudinales ( $\rho_l$ ) mínima y máxima, respectivamente.

$$\gamma_{y \min} \leq \gamma_d \leq \gamma_{y \max} \quad (V.4)$$

$$\gamma_y = \frac{1}{3} \phi_y H_e \quad (V.5a)$$

$$\text{Sección Rectangular: } \phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{h} (0.30 + 10.52\rho_l - 125\rho_l^2) \quad (V.5b)$$

$$\text{Sección Circular: } \phi_y = 3.75 \frac{\epsilon_y}{D} (0.30 + 11.20\rho_l - 146\rho_l^2) \quad (V.5c)$$

donde,  $h$  es la dimensión de la columna en la dirección de análisis,  $D$  es el diámetro de la columna y  $H_e$  es la altura equivalente de la columna (medida desde la sección crítica dentro de la articulación plástica hasta el punto de inflexión).

Para el límite inferior se utiliza  $\rho_{l \min} = 20f_y$

Para el límite superior se utiliza  $\rho_{l \max} = 0.04$

Si la distorsión demandada  $\gamma_d$ , no quedase dentro de los límites, se tendrían que modificar las dimensiones de la sección transversal, si la distorsión demandada estuviese por debajo del límite inferior se tendría que reducir el tamaño de la sección transversal, mientras que si la distorsión demandada estuviese por arriba del límite superior se tendrían que aumentar las dimensiones de la sección.

- Dependiendo de la distorsión demandada ubicada dentro de los límites anteriores, se calcula la cuantía de acero de refuerzo longitudinal dentro de esta etapa, para así, ya con las dimensiones y cuantía longitudinal acceder a la evaluación del diseño final (Rivera y Meli, 2008).

$$\text{Sección Rectangular: } \rho_l = 0.042 - \left[ 0.0042 - 0.0064 \frac{h \gamma_y}{\epsilon_y H_e} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (V.6a)$$

$$\text{Sección Circular: } \rho_l = 0.038 - \left[ 0.0034 - 0.0054 \frac{D \gamma_y}{\epsilon_y H_e} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (V.6b)$$

b) *Diseño Final*

- Ya con la cuantía longitudinal y las dimensiones se calcula la distorsión de fluencia mediante las expresiones V.5a, V.5b y V.5c, la cual se multiplica por la altura para obtener el desplazamiento de fluencia y verificar que éste sea mayor o igual al desplazamiento demandado.

$$\Delta_y = \gamma_y H \geq \Delta_d \quad (V.7)$$

- Se refina el cálculo de la rigidez agrietada mediante la expresión V.1, tomando en cuenta la influencia que tiene tanto el nivel de carga axial como la cuantía de acero de refuerzo longitudinal en el momento de inercia agrietado, mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Sección Rectangular: } I_{cr} = \left[ 0.19 + 11.60\rho_l + 0.012 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.17\rho_l \frac{P}{A_g f'_c} \right] I_g \quad (V.8a)$$

$$\text{Columna Circular: } I_{cr} = \left[ 0.22 + 13.44\rho_l + 0.011 \frac{P}{A_g f'_c} - 0.16\rho_l \frac{P}{A_g f'_c} \right] I_g \quad (V.8b)$$

donde, el nivel de carga axial  $P/A_g f'_c$ , está expresado en porcentaje, es decir, el cociente se debe multiplicar por cien.

- Con la rigidez agrietada calculada en el paso anterior, se calcula el período agrietado del sistema mediante la expresión V.2.
- Con tal período se entra al espectro de desplazamientos y se obtiene el desplazamiento demandado.
- Se verifica que el desplazamiento demandado ( $\Delta_d$ ) el cual ya toma en cuenta el efecto del nivel de carga axial y cuantía longitudinal sea menor o igual al desplazamiento de fluencia. Cumpliéndose esta desigualdad los requerimientos para este nivel de desempeño se encuentran satisfechos. Si la desigualdad no se cumple se itera hasta alcanzar que la desigualdad se cumpla.
- Ya satisfecha la desigualdad con márgenes razonables, se procede a evaluar el otro nivel de desempeño, denominado como *Estado Límite de Supervivencia*.

### ESTADO LÍMITE DE SUPERVIVENCIA

Para este nivel de desempeño se estableció como objetivo de diseño, que el desplazamiento demandado por el sismo de diseño a la columna no sea mayor que su capacidad de deformación última. Para la evaluación de este estado se procede de la siguiente manera:

- De la evaluación del estado límite de servicio se cuenta con las dimensiones de la sección, relación claro-peralte de cortante (relación de aspecto), cuantía de acero de refuerzo longitudinal, período agrietado y capacidad de desplazamiento de fluencia.
- Mediante alguna de las expresiones mostradas en el capítulo II para proporcionar el confinamiento a la zona de articulación plástica de columnas, se calcula la cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal  $\rho_s$ , y ésta se multiplica por el coeficiente de confinamiento efectivo  $k_e$ , para obtener el confinamiento efectivo  $\lambda_e$ , como más adelante se define.
- En función del confinamiento efectivo ( $\lambda_e$ ), la relación de aspecto ( $H_e/L$ ) y nivel de carga axial ( $P/A_g f'_c$ ) se calcula la capacidad de distorsión última de la columna  $\gamma_u$ , mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_u (\%) = \beta_o + \lambda_e \frac{f_{yh}}{14 f'c} \left( \beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'c} \right) + \beta_3 \frac{P}{A_g f'c} \quad (V.9)$$

El nivel de carga axial se toma como porcentaje, es decir que el cociente se debe multiplicar por cien. La expresión es valida tanto para secciones rectangulares como para secciones circulares, la diferencia estriba en los coeficientes  $\beta$  (que están en función del nivel de carga axial y de la relación de aspecto, ver tabla 5.3) y en el valor del confinamiento efectivo.

- Multiplicando la capacidad de distorsión última calculada ( $\gamma_u$ ) por la altura de la columna ( $H$ ) se obtiene la capacidad de desplazamiento último  $\Delta_u$ , que puede desarrollar la columna.

$$\Delta_u = \gamma_u \cdot H \quad (V.10)$$

- Se calcula el desplazamiento inelástico demandado, mediante algún método aproximado. En este trabajo como ya se mencionó anteriormente, se utilizará el método propuesto por Ordaz y Pérez-Rocha (1998).
- Se verifica que el desplazamiento inelástico demandado  $\Delta_i$ , sea menor o igual a la capacidad de desplazamiento último de la columna ( $\Delta_u$ ), si la desigualdad se cumple, el nivel de confinamiento efectivo es adecuado, si no, se tiene que iterar el nivel de confinamiento efectivo hasta converger en satisfacer la desigualdad con márgenes razonables.

$$\Delta_i \leq \Delta_u \quad (V.11)$$

Las iteraciones se hacen en función de la distorsión objetivo ( $\gamma_o$ ), que está en función del desplazamiento inelástico demandado, es decir, si el desplazamiento inelástico demandado es menor que la capacidad, la distorsión objetivo queda en función de la distorsión provocada por el desplazamiento inelástico demandado, de la misma manera, si el desplazamiento inelástico demandado es mayor que la capacidad, la distorsión objetivo queda en función del desplazamiento inelástico demandado.

Conociendo la distorsión objetivo, se despeja y evalúa el confinamiento efectivo requerido por la expresión que calcula la capacidad de distorsión última de la columna (V.9), quedando de la siguiente manera:

$$\lambda_e = \frac{\gamma_o (\%) - \left[ \beta_o + \beta_3 \frac{P}{A_g f'c} \right]}{\frac{f_{yh}}{14 f'c} \left[ \beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f'c} \right]} \quad (V.12)$$

tanto la distorsión objetivo como nivel de carga axial se deben de manejar en porcentaje.

Una vez satisfecha la desigualdad, el nivel de confinamiento efectivo para la zona de articulación plástica es adecuado, aunque para concluir el proceso de diseño se debe revisar si el acero transversal dispuesto en la columna pasa por cortante.

**Tabla 5.3 Valores  $\beta$  para la determinación de la capacidad última de columnas:**

a) Secciones Rectangulares

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

Nota: L es peralte de la sección en la dirección de análisis del sismo

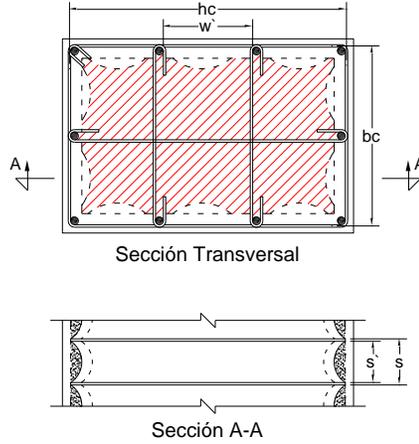
b) Secciones Circulares

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

Nota: D es diámetro de la sección

### CONFINAMIENTO EFECTIVO

Como se mencionó en el capítulo II, las columnas reforzadas mediante estribos rectangulares tienen una eficiencia menor que aquellas reforzadas con estribos circulares o en espiral, la cual es función del arreglo y separación tanto del refuerzo longitudinal como transversal, de acuerdo al modelo adoptado,  $k_e$  es un cociente entre el área mínima confinada de manera efectiva del núcleo  $A_e$  y el área nominal (sin considerar el área de acero longitudinal) del núcleo delimitada por el perímetro del centro del estribo  $A_{cc}$ , para el cálculo del área confinada efectivamente se toma en cuenta la acción de arco que se forma en el estribo debido a la falta de rigidez lateral la cual es menor al centro de los claros entre barras longitudinales restringidas lateralmente, tal como se aprecia en la figura 5.1, y dicho cociente llamado coeficiente de confinamiento efectivo  $k_e$ , está definido por la expresión V.13, la cual se transforma en la expresión V.14, al considerar las áreas debidas a la ineffectividad por el efecto de arco tanto horizontalmente como verticalmente, según Mander *et al.* (1988).



**Figura 5.1 Efecto de la acción de arco en estribos rectangulares.** (Mander *et al.* 1988)

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (V.13)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i'^2}{6 b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2 d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (V.14)$$

donde,  $w_i'$  es la distancia libre entre barras longitudinales restringidas lateralmente,  $b_c$  y  $d_c$  son las dimensiones de núcleo confinado medidas al centro de las ramas de estribos,  $s'$  es la distancia libre vertical entre estribos. Por lo que el confinamiento efectivo ( $\lambda_e$ ) tanto de secciones rectangulares como circulares queda definido por las siguientes expresiones:

Secciones rectangulares:  $\lambda_e = k_e \rho_s$  (V.15a)

Secciones circulares:  $\lambda_e = \rho_s$  (V.15b)

### 5.3.2 Procedimiento para la obtención de las cuantías de refuerzo

En esta parte del trabajo se mencionan las consideraciones hechas para la derivación de las cuantías de acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal, que como se mencionó anteriormente, se emplea un criterio basado en desplazamiento. Dichas consideraciones se enlistan a continuación:

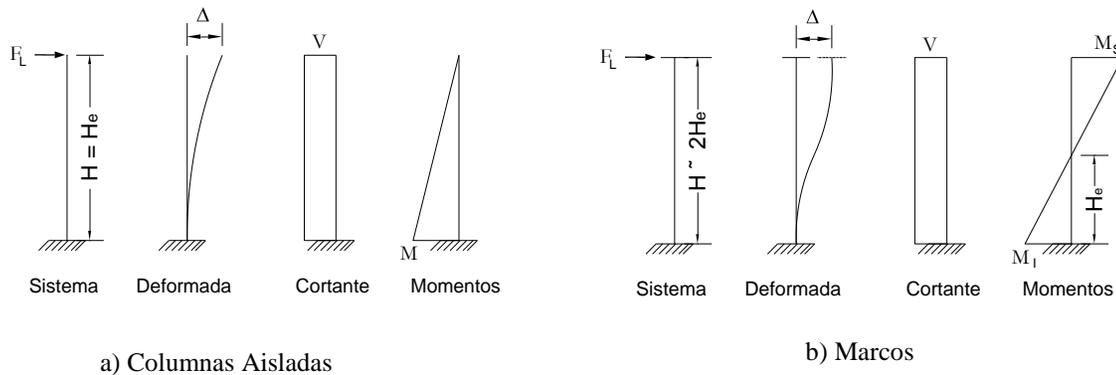
- En cuanto a las propiedades mecánicas de los materiales se adoptaron las más comunes en la práctica de diseño de columnas de puentes, siendo las siguientes:

$$\begin{aligned} f'_c &= 300 \text{ kg/cm}^2 \\ E_c &= 14000 \sqrt{f'_c} \\ f_y = f_{yh} &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- En la estimación de las demandas de desplazamiento lateral de la columna se considera que su base es rígida por lo que no se toman en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, así como el cabeceo de la superestructura. Mientras que en la estimación de las demandas de carga axial se considera un 10 % y 15 % de la resistencia a compresión de la sección de columnas que conforman

marcos y columnas aisladas, respectivamente, que de acuerdo al trabajo de Rivera (2007) se pueden adoptar estos valores aproximados para puentes urbanos.

- Para la obtención de las demandas de desplazamiento se recurrió a los espectros de desplazamiento obtenidos en el capítulo IV a partir del espectro de aceleraciones que proporcionan las NTC-Sismo (2004), cabe mencionar que dichos espectros están definidos para edificaciones, ya que las ordenadas de éstos se encuentran reducidas tomando en cuenta efectos de sobrerresistencia, redundancia y nivel de amortiguamiento que presentan este tipo de estructuración, los cuales pueden diferir con la que presenten los puentes (Miranda, 1994; Mireles y Reinoso, 1997 y Rosenblueth *et al.* 1987).
- Se contemplaron los factores de comportamiento sísmico ( $Q$ ) especificados en el trabajo de Riobóo y Arce (1997) para los tipos de estructuración de puentes cubiertos en este trabajo, los cuales son de 4 y 2.5 para el caso de marcos dúctiles y parcialmente dúctiles, respectivamente, mientras que de 3 y 2 para el caso de columnas aisladas dúctiles y parcialmente dúctiles, respectivamente, y mediante el método aproximado de Ordaz y Pérez-Rocha (1998) se determinaron las demandas de desplazamiento inelástico ( $\Delta_i$ ).
- La relación de aspecto como ya se mencionó anteriormente es el cociente entre la altura equivalente y la dimensión de la sección en la dirección analizada, donde la altura equivalente es la distancia a partir de la sección de máximo momento hasta el punto de inflexión, por lo que para el caso de columnas aisladas la altura de la columna es igual a la altura equivalente, mientras que para el caso de marcos (considerando a la superestructura infinitamente rígida y que no existe deformación axial de las columnas) la altura de las columnas sería el doble de la altura equivalente, tal como se puede apreciar en la figura 5. 2.



**Figura 5.2. Alturas equivalentes de diseño**

- En cuanto a las características geométricas de las columnas de puentes se analizarán secciones transversales de forma rectangular y circular, cuya relación de aspecto (altura equivalente de la columna,  $H_e$ , normalizada respecto al peralte o diámetro de la sección) oscila entre 3 y 6.
- Se realizó un estudio sobre el refuerzo transversal necesario dada una cuantía de refuerzo longitudinal ( $\rho_l$ ), al considerar diferentes relaciones de aspecto ( $H_e/h$  ó  $H_e/D$ ) y los tipos de zonas sísmicas (I, II y III), para que puentes a base de marcos o columnas aisladas se comporten de manera dúctil ( $\mu=4$  y 3) o parcialmente dúctil ( $\mu=2.5$  y 2). Los resultados obtenidos se comentan en el apartado 5.3.3.
- A partir del análisis de la variación del refuerzo transversal respecto al refuerzo longitudinal (como se comenta mas adelante) y de los criterios de refuerzo comentados en el capítulo II, se propusieron los criterios de refuerzo tanto longitudinal como transversal para las tres zonas sísmicas contempladas. De igual manera se hacen recomendaciones en cuanto a las relaciones de aspecto que no pueden ser utilizadas en la zona sísmica III, que es en la que se demanda mayor desplazamiento lateral y en consecuencia cantidades de acero que no son factibles de realizarse en la obra.

### 5.3.3 Análisis de la variación del refuerzo transversal respecto al refuerzo longitudinal

La variación del confinamiento efectivo dada una cuantía longitudinal y relación de aspecto, en las tres principales zonas sísmicas en que se divide el valle de México, para el caso de estructuraciones a base de marcos y columnas aisladas de sección circular y rectangular, respectivamente, se muestra en las gráficas del anexo B. De dicha variación, en lo que sigue se describe un análisis al respecto.

La estimación del refuerzo transversal necesario dado una relación de aspecto y cuantía longitudinal, dependió de que se cumplieran dos criterios, siendo uno de ellos el crítico:

- *Verificación del desplazamiento*: la capacidad de desplazamiento último debe ser mayor a la demanda de desplazamiento inelástico.
- *Verificación de la ductilidad*: la ductilidad de desplazamiento sea al menos igual al factor de comportamiento sísmico adoptado de acuerdo a la estructuración.

De acuerdo al criterio basado en desplazamiento empleado, al incrementar la cuantía de refuerzo longitudinal, se presentó lo siguiente:

- I) Incremento aproximadamente lineal en la rigidez de la columna (expr. V.8 y V.1)
- II) Incremento aproximadamente parabólico en la capacidad de distorsión de fluencia (expr.V.5).

El rango de periodos de las estructuraciones de puentes analizadas se encontró entre 0.4 s y 1.80 s.

Las tendencias que se pueden observar en las gráficas del anexo B, se describen a continuación.

- a) En el caso de puentes urbanos ubicados en la zona I, tanto a base de marcos como de columnas aisladas, se aprecia una tendencia de incrementarse el confinamiento efectivo ( $\lambda_e$ ) conforme se aumenta la cuantía de refuerzo longitudinal. Esta situación es más clara cuando se requiera un comportamiento dúctil ( $\mu=4$ ), lo cual es congruente con trabajos como el de Miranda y Ruiz (2002), en el sentido de que la demanda de desplazamiento inelástico es mayor en estructuras de periodo corto, desplantados sobre suelos firmes, por lo que es de esperar proveer mayor acero de confinamiento para poder lograr que la estructura responda dúctilmente, por lo que al proporcionarle mayor refuerzo longitudinal se tiene mayor rigidez y en consecuencia un periodo menor, lo que da lugar a un mayor confinamiento efectivo por lo expuesto anteriormente.

Por otro lado, cuando se busca que la estructura tenga un comportamiento parcialmente dúctil ( $\mu=2.5$ ), se aprecia una menor demanda de confinamiento efectivo, ya que al esperar un menor valor de  $\mu$  de igual manera se redujo la demanda de desplazamiento inelástico, sin embargo se aprecia que cuando se espera un desempeño parcialmente dúctil del puente, ubicado en suelo firme, para cuantías bajas de refuerzo longitudinal tiende a disminuir el confinamiento efectivo, pero posteriormente cuando se rigidizan las columnas al colocar mayor acero longitudinal se aprecia una ligera tendencia de incrementarse el acero de confinamiento efectivo, que como ya se comentó anteriormente, se debe a que se tiene mayor demanda de desplazamiento inelástico cuando la estructura tiende a ser más rígida.

- b) Los puentes urbanos ubicados en las zonas II y III se aprecia que conforme se incrementa la cuantía del refuerzo longitudinal se reduce el valor del confinamiento efectivo ( $\lambda_e$ ) para lograr que la estructura tenga un desempeño dúctil y parcialmente dúctil. Esta apreciación se justifica, si se considera que en suelos de consistencia más compresible dan lugar a que para estructuras de puentes con periodos cortos se tiene menor demanda de desplazamiento inelástico, por lo que al proporcionarle mayor refuerzo longitudinal a las columnas se reduce el periodo del puente y en consecuencia requiere menor refuerzo de confinamiento efectivo en comparación con columnas de menor cuantía de refuerzo longitudinal.

- c) Para la zona sísmica III se puede observar que cuando se tienen columnas de puentes urbanos flexibles, cuya relación de aspecto ( $H_e/L$ ) es mayor o igual a cinco, se tienen demandas de desplazamiento inelástico que requieren elevados valores de confinamiento efectivo para poder desarrollar un comportamiento dúctil y parcialmente dúctil, lo cual se traduce en colocar fuertes cuantías de refuerzo transversal que no son factibles de ser construidas, por lo cual ya ni fueron analizadas en las gráficas del anexo B.
- d) Como se puede notar, con las gráficas mostradas en el anexo B se tienen las posibles combinaciones de  $\rho_l$  y  $\lambda_e$ , en las tres zonas sísmicas, para dos tipos de estructuración de puentes y diferentes relaciones de aspecto, para efecto de lograr que las columnas de los puentes puedan lograr un comportamiento dúctil y parcialmente dúctil. Por consiguiente, con dichas combinaciones se tiene una referencia de las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal que se pueden proponer, tal como se describe en el apartado siguiente.

### 5.3.4 Cuantías de refuerzo propuestas

Con base en los análisis anteriormente descritos se procedió a realizar una propuesta de cuantías de refuerzo longitudinal ( $\rho_l$ ) y cuantía volumétrica de refuerzo transversal ( $\rho_s$ ), a fin de que dos tipos de estructuración de puentes urbanos, marco de dos columnas y columna aislada, desarrollen un desempeño dúctil o parcialmente dúctil en las tres zonas sísmicas del valle de México, conforme a lo dispuesto por las NTC-Sismo (2004), además de considerar dos tipos de secciones de las columnas de dichos puentes: rectangular y circular (tablas 5.4a y 5.4b ).

**Tabla 5.4. Criterios de confinamiento en secciones transversales de columnas de puentes para el valle de México**

GEOMETRÍA	ESTRUCTURACIÓN	DESEMPEÑO SÍSMICO	TERRENO	$\rho_L$	$\lambda_e$	$\rho_s$
RECTANGULARES	MARCOS (2 Columnas)	DÚCTIL (4)	I	0.0080	0.0030	0.0060
			II	0.0100	0.0040	0.0070
			III *	0.0200	0.0073	0.0100
		PARCIALMENTE DÚCTIL (2.5)	I	0.0080	0.0014	0.0040
			II	0.0100	0.0038	0.0070
			III *	0.0200	0.0061	0.0085
	COLUMNAS AISLADAS	DÚCTIL (3)	I	0.0080	0.0030	0.0060
			II *	0.0200	0.0067	0.0090
			III **	0.0250	0.0067	0.0090
		PARCIALMENTE DÚCTIL (2)	I	0.0080	0.0022	0.0050
			II*	0.0150	0.0068	0.0090
			III **	0.0200	0.0057	0.0080

\* Aplicable solo a  $H_e/L \leq 5$

\*\* Aplicable solo a  $H_e/L \leq 4$

a) SECCIONES RECTANGULARES

GEOMETRÍA	ESTRUCTURACIÓN	DESEMPEÑO SÍSMICO	TERRENO	$\rho_L$	$\rho_s = \lambda_e$
CIRCULARES	MARCOS (2 Columnas)	DÚCTIL (4)	I	0.0080	0.0045
			II	0.0100	0.0065
			III **	0.0200	0.0070
		PARCIALMENTE DÚCTIL (2.5)	I	0.0080	0.0030
			II	0.0100	0.0065
			III **	0.0200	0.0055
	COLUMNAS AISLADAS	DÚCTIL (3)	I	0.0080	0.004
			II *	0.0180	0.0070
			III **	0.0250	0.0080
		PARCIALMENTE DÚCTIL (2)	I	0.0080	0.0035
			II*	0.0180	0.0065
			III **	0.0200	0.0070

\* Aplicable solo a  $H_e/D \leq 5$ .

\*\* Aplicable solo a  $H_e/D \leq 4$ .

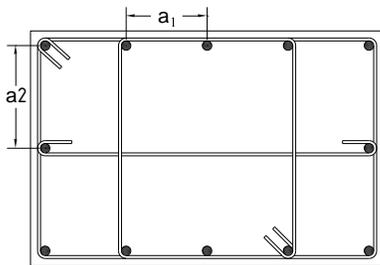
b) SECCIONES CIRCULARES

La forma en que se procedió a proponer dichas cuantías con base en las gráficas del anexo B, fue en considerar el intervalo de cuantías mínimas y máximas que recomiendan los criterios revisados en el capítulo II, de tal forma que con las graficas del anexo B se pudiera elegir algún valor dentro de dicho intervalo. Así, se seleccionaran aquellas combinaciones de  $\lambda_e$  y  $\rho_t$ , cuyos valores fueran menores, pero que cubrieran la mayoría de los casos en cuanto a relaciones de aspecto ( $H_e/L$ ) de 3 a 6.

Por lo anterior, en las zonas sísmicas II y III se encontró que para algunos casos de desempeño sísmico de columnas de puentes cuya relación de aspecto es mayor a cuatro no se pueden proponer cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, ya que en teoría requieren fuertes cantidades de acero que no se pueden llevar a cabo en la práctica, por lo que en las tablas 5.4a y 5.4b se indican las relaciones de aspecto que pueden ser aplicables para dichas zonas sísmicas.

### 5.3.5 Detallado de las secciones

Para el detallado de refuerzo transversal junto con el longitudinal, en columnas de sección rectangular, es conveniente comentar que las cuantías de refuerzo propuestas en la tabla 5.4 requieren de factores de confinamiento efectivo ( $k_e$ ) de hasta 0.75, por lo que las separaciones de las barras longitudinales restringidas y no restringidas pueden ser del orden de los que recomienda las NTC-Concreto, tal como se aprecia en la figura 5.3.



$a_1$  Distancia para barra no soportada lateralmente

$$15 \text{ cm} \leq a_1 \leq 18 \text{ cm}$$

$a_2$  Distancia entre barras soportadas lateralmente

$$25 \text{ cm} \leq a_2 \leq 35 \text{ cm}$$

**Figura 5.3. Detallado del refuerzo transversal**

En el caso de la separación vertical ( $s$ ) del refuerzo transversal se recomienda utilizar los criterios que recomiendan los reglamentos revisados en el capítulo II, en el sentido de usar el menor valor de separación que resulte de:

- $\frac{b_{Min}}{4}$
- $6d_{b \text{ long.}}$
- 10 cm.

## CAPÍTULO VI

### VERIFICACIÓN DE LAS CUANTÍAS DE REFUERZO MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEALES

#### 6.1 Antecedentes

En el capítulo II se mostró que existe variación en los requerimientos de confinamiento para las zonas de articulación plástica de columnas de concreto reforzado, establecidos por diferentes códigos y propuestas, además de que se establecen independientemente del nivel de desplazamiento demandado, por lo que en este trabajo se recurrió a un procedimiento basado en desplazamiento para proponer las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal. Para la estimación de los desplazamientos se recurrió a los espectros obtenidos a partir de lo indicado en las NTC-Sismo (2004) y un método aproximado para la obtención de las demandas de desplazamiento inelástico, tal como se comentó en el capítulo IV.

Para la estimación de las demandas de desplazamiento inelástico con el criterio de Ordaz y Pérez-Rocha (1998), se requirió de la ductilidad esperada en el sistema, para lo cual se introdujo el factor de comportamiento sísmico asociado al nivel de ductilidad de la estructura, conforme a lo dispuesto en la propuesta de NTC- Diseño y Construcción de Puentes Urbanos (Tabla 5.2).

Por consiguiente, en este capítulo se realizan análisis no lineales estáticos y dinámicos, a columnas detalladas con cuantías de refuerzo similares a las propuestas en este trabajo, con la finalidad de verificar si con la propuesta de dichos armados se alcanza el desempeño sísmico esperado, en términos de la ductilidad. De los análisis no lineales estáticos se obtendrán valores de resistencia lateral, desplazamiento de fluencia y último, mientras que de los análisis dinámicos, se obtendrán valores de las demandas máximas de desplazamiento que son inducidas por una excitación característica, para todos éstos, compararlos con aquéllos obtenidos a partir de dichas cuantías, empleando el criterio basado en desplazamiento. Para de esta manera verificar si dichos armados pueden ser confiables ante excitaciones sísmicas del terreno de gran intensidad, como la ocurrida en 1985 en la ciudad de México.

#### 6.2 Análisis no lineales

En este tipo de análisis se determina la respuesta de la estructura ante una condición de carga dada, la cuál hace incursionar a la estructura en su rango de comportamiento inelástico. Las principales fuentes de no linealidad son las del tipo geométrico que se presentan cuando la hipótesis de deformaciones pequeñas es inadecuada, y las de los materiales, que se presentan cuando el nivel de esfuerzo al que es sometido el material excede el límite de comportamiento elástico (Baza y Meli, 2003).

Para verificar lo mencionado en el apartado 6.1, se realizaron análisis no-lineales estáticos y dinámicos, empleando el programa de análisis no-lineal SeismoStruct.

##### 6.2.1 Análisis no lineal estático (*Pushover*)

Es una técnica de análisis no lineal simplificada que es usada para determinar la capacidad de resistencia y de deformación en una estructura. Este procedimiento involucra la aplicación de un predeterminado patrón de cargas laterales que represente, aproximadamente, las fuerzas de inercia relativas que son generadas en la concentración de las masas, para empujar a la estructura bajo este patrón hasta un nivel de deformación esperado en un diseño sísmico. Así, se obtiene la llamada curva de capacidad, que generalmente tiene como ordenadas al cortante basal y como abscisas el desplazamiento de azotea (Lawson *et al.* 1994, Gómez 2007).

Para la realización de este tipo de análisis se recurrió al programa SeismoStruct (SeismoStruct V.4), el cual es un paquete de cómputo basado en la teoría de fibras, que permite predecir la respuesta de la estructura ante cargas estáticas y dinámicas, tomando en cuenta la no linealidad tanto geométrica como de los materiales.

La teoría de fibras consiste en dividir a la sección transversal del elemento en pequeñas fibras a las cuales se les asigna un modelo constitutivo del material, tal como se muestra en la figura 6.1, para de esta manera en términos de relaciones entre esfuerzos y deformaciones, evaluar el comportamiento no lineal del miembro. Dentro de las limitaciones de esta teoría está el que no reproduce las deformaciones por cortante, y que no toma en cuenta el deslizamiento relativo entre el acero y el concreto que lo rodea (Spacone *et al*, 1996)

De acuerdo a Rivera y Meli (2004), las limitaciones del programa SeismoStruct corresponden a aquellas de la teoría en que se basa, que son: el que no considera las deformaciones por cortante de la sección transversal, por lo tanto solo son aplicables a elementos cuya falla sea predominantemente a flexión, así como el de no considerar el deslizamiento relativo entre el acero de refuerzo y el concreto que lo rodea, por lo que en la respuesta analítica tiende a existir una sobreestimación en la energía histéretica disipada. Pese a lo anterior esta formulación reproduce bien la capacidad de resistencia y de deformación de elementos sometidos a flexión o flexocompresión, tal y como se puede observar en la figura 6.2.

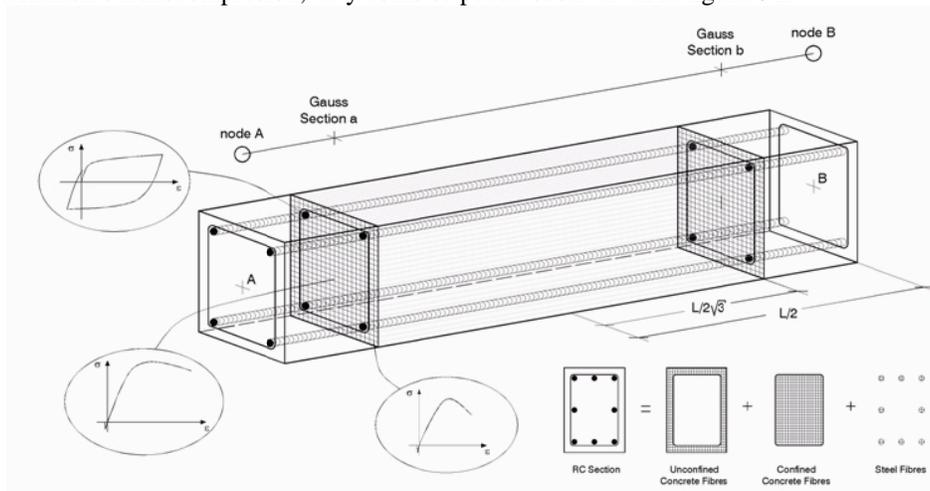


Figura 6.1.- Modelación basada en fibras (SeismoStruct V.4)

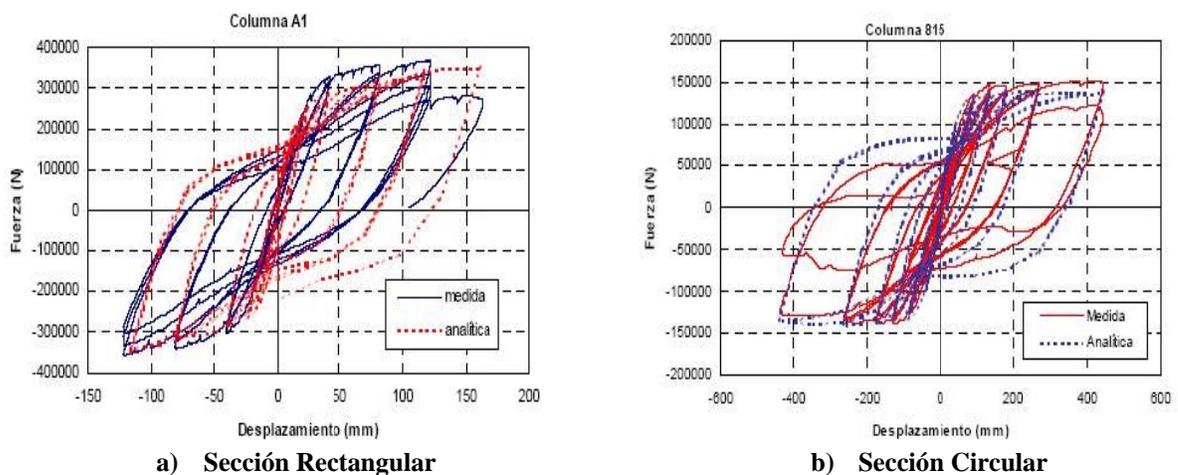


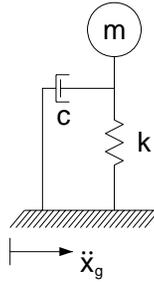
Figura 6.2.- Comparación entre la respuesta medida y la analítica (Rivera y Meli, 2004)

En cuanto a las fuentes de no linealidad, las geométricas tanto locales (efecto viga-columna) como globales (efecto de grandes desplazamientos y rotaciones) son consideradas por el programa, en el sistema local se emplean seis grados de libertad, tres desplazamientos lineales y tres desplazamientos angulares.

Mientras que las debidas a los materiales se hace tomando en cuenta modelos constitutivos de los mismos.

### 6.2.2 Análisis no lineal dinámico (Análisis paso a paso)

La solución de la ecuación diferencial de movimiento de un sistema de un grado de libertad sometido a una excitación sísmica en su base como el que se muestra en la figura 6.3, generalmente no es posible plantearla de manera analítica debido a que la variación en el tiempo de la excitación generalmente no se puede representar por medio de una función, por lo que para evaluarla se recurre a métodos de integración paso a paso.



**Figura 6.3.- Sistema de un grado de libertad sometido a una excitación en su base**

La ecuación de movimiento está dada por:

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + k x = -m \ddot{x}_g \quad (\text{VI.1})$$

donde,  $x, \dot{x}, \ddot{x}$ , son el desplazamiento, velocidad, y aceleración relativa de la masa respecto a la base, respectivamente,  $\ddot{x}_g$  es la aceleración en la base,  $m, c$  y  $k$  son la masa, el amortiguamiento viscoso y la rigidez lateral del sistema, respectivamente.

Para sistemas elásticos, la rigidez y amortiguamiento viscoso son proporcionales al desplazamiento y a la velocidad, respectivamente. Los métodos de integración numérica consisten en evaluar la ecuación para cada incremento de la fuerza de excitación, que es función de la aceleración del terreno ( $\ddot{x}_g$ ), la cual se considera que tiene una variación conocida en el intervalo de tiempo  $\Delta_t$ , que mientras mas pequeño sea éste, más aproximada será la respuesta.

Para el caso de los sistemas inelásticos tanto la rigidez como el amortiguamiento viscoso no son proporcionales durante todo el proceso, por lo que éstos se evalúan al inicio de cada paso y permanecen constantes durante el intervalo  $\Delta_t$ .

Debido a las consideraciones de variación conocida de  $\ddot{x}_g$ , y que la rigidez y amortiguamiento permanecen constantes ambos durante el intervalo  $\Delta_t$ , estos métodos determinan la respuesta de los sistemas tanto elásticos como inelástico de manera aproximada.

Los métodos de integración numérica incluidos por el programa SeismoStruct para la realización de los análisis no lineales dinámicos son el de Hilber *et al.* (1977) y el de Newmark (1959).

### 6.3 Consideraciones para la modelación de los prototipos de columnas de puentes

Debido a que cada prototipo de columna está en función de dos estructuraciones (marcos o columnas aisladas), dos niveles de ductilidad y dos formas geométricas para su sección trasversal, en donde dichas estructuraciones se ubican en las tres diferentes zonas en que se divide el valle de México, se realizaron 24 análisis no lineales estáticos y 24 análisis no lineales dinámicos, para cubrir los diferentes prototipos de las columnas de acuerdo al lo mencionado al inicio del párrafo.

- **Características y consideraciones para el modelado de los especímenes**

A continuación se enlistan las características y consideraciones hechas para los prototipos modelados, de los cuales se obtuvieron sus curvas de capacidad mediante los análisis no lineales estáticos.

a) Las propiedades mecánicas de los materiales son las siguientes:

Concreto: $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ . $E_c = 14000 (f'_c)^{1/2}$ .	Acero: $f_y = f_{yh} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .
---	--

b) Las características de los prototipos, como lo son las dimensiones de las secciones transversales, relación de aspecto y carga axial, consideradas, son aquellas mostradas en la tabla 6.1.

**Tabla 6.1 Características de los prototipos de columnas**

Estructuración	Sección Transversal	Dimensiones (cm.)	Relación de aspecto			$\frac{P}{A_g f'_c}$ (%)
			Zona I	Zona II	Zona III	
Marcos	Rectangular	h= 120, b= 80	6	6	5	10
	Circular	D=110	6	6	4	
Columnas Aisladas	Rectangular	h= 160, b= 90	6	5	4	15
	Circular	D=140	6	5	4	

c) Las cuantías de refuerzo tanto longitudinal como transversal se trataron de aproximar a las indicadas en las tablas 5.4a y 5.4b, por lo que partir de éstas se consideró el detallado que se muestra en el anexo C.

d) Las columnas se consideraron empotradas en su base, y su altura está en función del peralte de la sección transversal y de la relación de aspecto considerada, las cuales se muestran en la tabla 6.1. La discretización de las columnas se realizó en 13 secciones de acuerdo a la longitud de articulación plástica, la cual se obtiene según Priestley *et al.* (1996) mediante la siguiente expresión :

$$L_p = 0.08 H + 0.022 f_y \phi_{vl} \geq 0.044 f_y \phi_{vl} \quad (f_y \text{ en MPa}) \quad (VI.2)$$

donde,  $H$  es la altura de la columna,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal y  $\phi_{vl}$  es el diámetro de la varilla longitudinal. El segundo término de esta expresión permite considerar la flexibilidad generada por la penetración del acero de refuerzo de la columna sobre miembros adyacentes, lo que se traduce en un incremento en la altura de la columna.

e) El modelo de comportamiento utilizado para concreto sin confinar y confinado fue el propuesto por Mander *et al.* (1988), mientras que para el acero de refuerzo se utilizó el de Menegotto y Pinto (1973).

- f) La resistencia de fluencia en el prototipo y su correspondiente desplazamiento se consideraron cuando se inicia la primer fluencia del acero de refuerzo longitudinal, la cuál se presenta a una deformación de 0.0021 de acuerdo a las propiedades de  $f_y$  y  $E_s$  indicadas en el inciso a).
- g) La capacidad de deformación última de las columnas se consideró mediante la primer aparición de alguno de los criterios de falla siguientes:

- Una disminución del 20% de la resistencia máxima después de presentada ésta, dicho criterio es comúnmente utilizado para establecer la falla de columnas en otros estudios (Brachmann *et al.*, 2004 y Saatcioglu y Razvi, 2002).
- Primer fractura del estribo, la cual se considera que se presenta cuando se alcanza la deformación máxima en compresión del concreto confinado  $\epsilon_{cu}$ , la cual se estima mediante el criterio de Mander *et al.* (1988), una estimación aproximada se determina mediante la siguiente expresión:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (VI.3)$$

donde,  $\rho_s$  es la cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $f_{yh}$  es esfuerzo de fluencia del estribo,  $\epsilon_{su}$  es la deformación máxima del estribo al esfuerzo máximo y finalmente,  $f'_{cc}$  es la resistencia a la compresión del concreto confinado.

- La deformación a compresión en el acero de refuerzo longitudinal que da inicio al pandeo, la cual de acuerdo al estudio de Rodríguez *et al.* (1996) es de 0.075 y 0.060 para el caso de columnas y vigas, respectivamente.
  - La deformación en el acero de refuerzo longitudinal que inicia la ruptura en tensión, dichos valores fueron tomados como los valores promedio de acuerdo al estudio llevado a cabo por Rodríguez *et al.* (1996), que son de 0.142 y 0.117 para diámetros pequeños ( $5/16'' \leq \phi_{vl} \leq 1/2''$ ) y diámetros grandes ( $1/2'' < \phi_{vl} \leq 1 1/4''$ ), respectivamente.
- h) Para ambas estructuraciones se consideró que la superestructura se desplaza como cuerpo rígido.

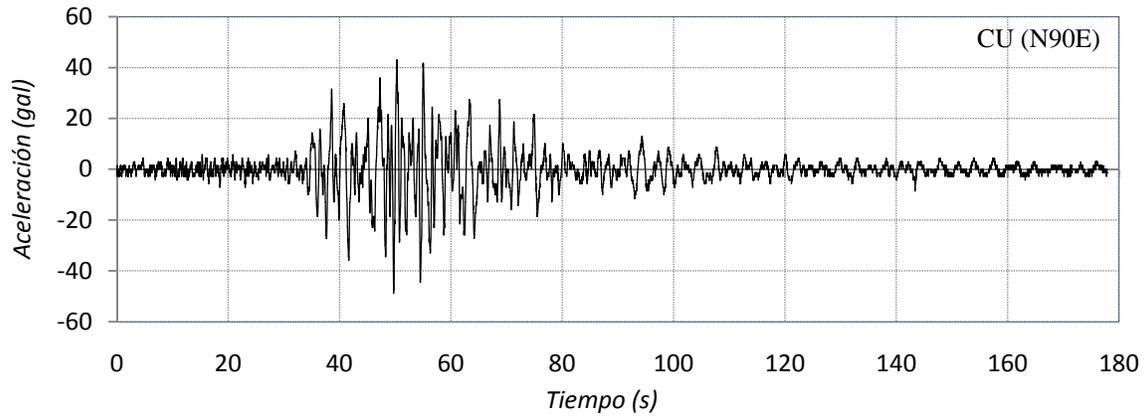
Mientras que para el caso de los especímenes a los que se les realizaron los análisis no lineales dinámicos se hicieron las siguientes consideraciones.

- a) La masa concentrada en el extremo de la columna considerada para las fuerzas de inercia, se obtuvo a partir de la carga axial correspondiente y la masa de la columna que influye en la respuesta, siendo esta última de un tercio de la masa de la columna (Priestley *et al.*, 1996).
- b) Las excitaciones sísmicas consideradas fueron las historias de aceleraciones del sismo del 19 de septiembre de 1985, registradas por tres estaciones ubicadas en diferentes zonas sísmica, las cuales se muestran en la tabla 6.2 y en la figura 6.4, cabe recordar que las historias de aceleraciones están incrementadas en un 50% por tratarse de estructuras clasificadas como del grupo “A”.

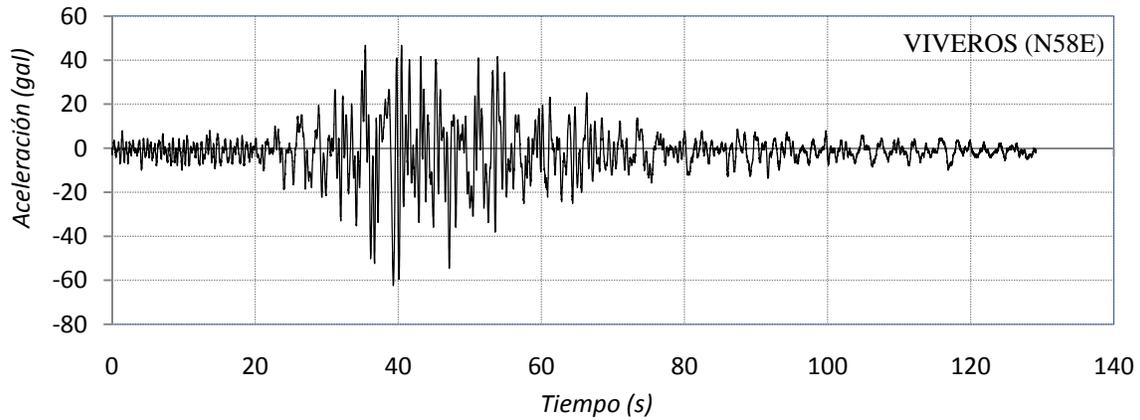
**Tabla 6.2.- Registros empleados en los análisis no lineales dinámicos**

<i>Sismo</i>	<i>ZONA</i>	<i>Estación</i>	<i>Componente</i>	<i>Acel. Max. (gal)</i>	<i>Duración (s)</i>
19 - Sep - 1985 $M_s = 8.10$	I	CU	N90E	48.81	177.99
	II	Viveros	N58E	62.44	129.15
	III	SCT	N90E	242.44	183.51

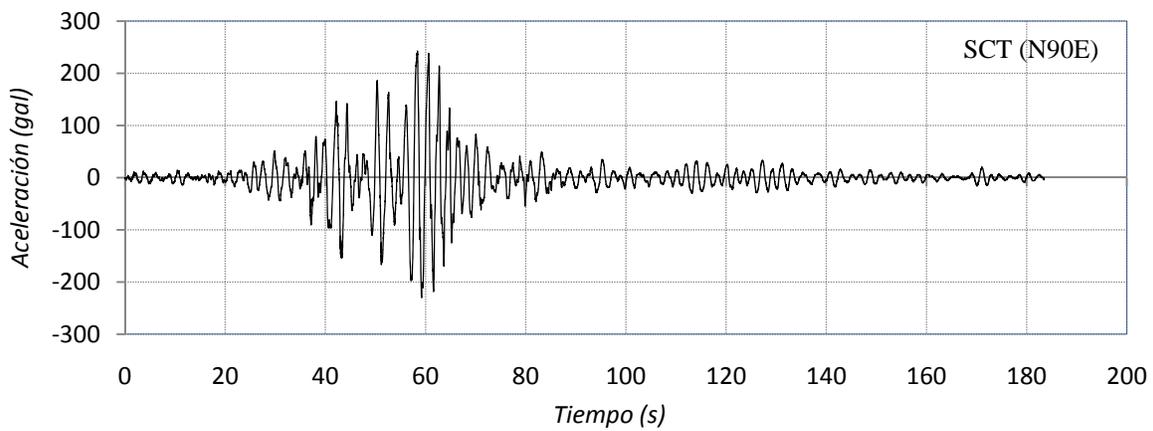
c) Se consideró un amortiguamiento viscoso equivalente igual al 5% del amortiguamiento crítico.



a) Zona I



b) Zona II



c) Zona III

Fig.6.4 Historias de aceleraciones del sismo 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México.

## 6.4 Análisis de resultados

- Análisis no lineal estático

En la tabla 6.3 se hace una comparación entre la respuesta esperada, considerando las cantidades de refuerzo propuestas, y la respuesta que resulta de hacer un análisis no lineal estático, en términos de la resistencia ( $V_y$ ) y de la deformación ( $\Delta_y$ ,  $\Delta_u$  y  $\mu$ ).

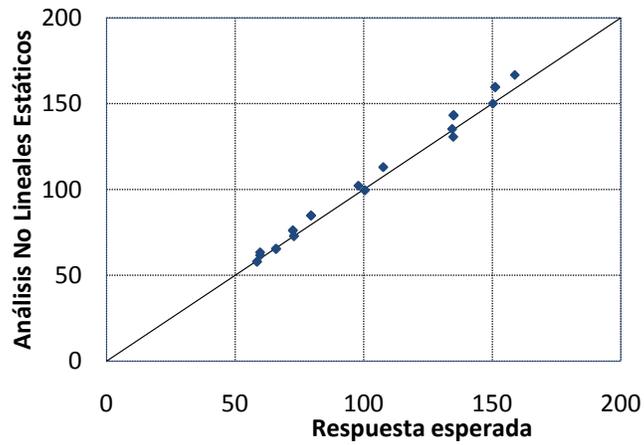
En el caso de la respuesta esperada, ésta fue estimada con base en las ecuaciones que relacionan capacidad de deformación y refuerzo ( que fueron descritas en el capítulo anterior), con las cuales fue posible derivar en parte las cuantías de refuerzo de las columnas tendientes a desarrollar ciertos niveles de ductilidad.

En la figura 6.5 se comparan de manera gráfica las diferencias entre los resultados de la respuesta esperada y aquellos de los análisis no lineales estáticos, para variables tales como: resistencia de fluencia ( $V_y$ ), desplazamiento de fluencia ( $\Delta_y$ ) y desplazamiento último ( $\Delta_u$ ).

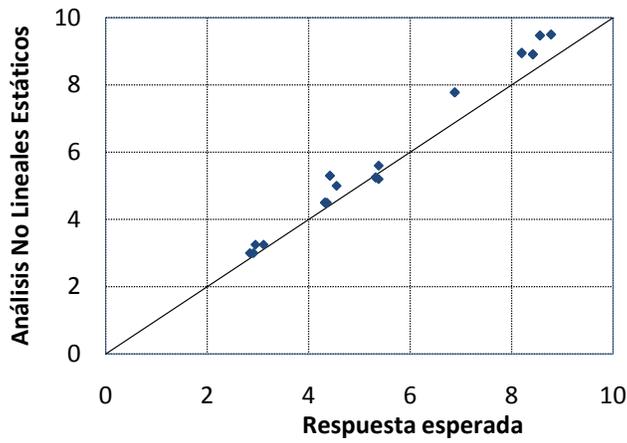
**Tabla 6.3 Valores de la respuesta esperada y los análisis no lineales estáticos**

Estructuración	FCS (Q)	Sección	Respuesta esperada				Análisis no lineales estáticos			
			$V_y$ (ton)	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta_u$ (cm)	$\mu=\Delta_u/\Delta_y$	$V_y$ (ton)	$\Delta_y$ (cm)	$\Delta_u$ (cm)	$\mu=\Delta_u/\Delta_y$
<b>Z O N A I</b>										
Marcos	4	R	72.48	8.20	40.32	4.92	76.00	8.96	63.10	7.04
		C	65.94	8.42	37.90	4.50	65.33	8.91	46.42	5.21
	2.5	R	72.48	8.20	28.74	3.50	76.22	8.94	48.42	5.42
		C	65.94	8.42	28.70	3.41	65.44	8.91	37.71	4.23
Columnas Aisladas	3	R	59.75	5.38	21.46	3.99	63.34	5.60	31.60	5.64
		C	58.55	5.32	28.60	5.38	57.89	5.25	28.75	5.48
	2	R	59.75	5.38	17.65	3.28	61.66	5.20	30.00	5.77
		C	58.55	5.32	25.88	4.86	57.94	5.25	28.00	5.33
<b>Z O N A I I</b>										
Marcos	4	R	79.56	8.56	48.04	5.61	84.78	9.47	70.00	7.39
		C	72.92	8.78	52.76	6.01	72.84	9.50	58.11	6.12
	2.5	R	79.56	8.56	46.74	5.46	84.80	9.47	69.76	7.37
		C	72.92	8.78	52.76	6.01	72.84	9.50	58.11	6.12
Columnas Aisladas	3	R	107.63	4.55	32.51	7.15	113.00	5.00	46.00	9.20
		C	100.47	4.32	32.92	7.62	99.53	4.50	33.25	7.39
	2	R	97.97	4.36	31.30	7.18	102.17	4.50	47.50	10.56
		C	100.47	4.32	30.38	7.03	99.55	4.50	31.50	7.00
<b>Z O N A I I I</b>										
Marcos	4	R	135.00	6.88	60.38	8.78	143.10	7.78	50.16	6.45
		C	151.19	4.42	35.66	8.07	159.81	5.30	23.76	4.48
	2.5	R	135.00	6.88	53.82	7.82	143.31	7.78	45.89	5.90
		C	151.19	4.42	28.32	6.41	159.48	5.30	20.26	3.82
Columnas Aisladas	3	R	158.80	3.11	24.34	7.83	166.70	3.25	29.75	9.15
		C	150.28	2.95	23.46	7.95	150.00	3.25	24.00	7.38
	2	R	134.44	2.91	21.07	7.24	135.25	3.00	29.00	9.67
		C	134.88	2.84	20.94	7.37	130.63	3.00	22.75	7.58

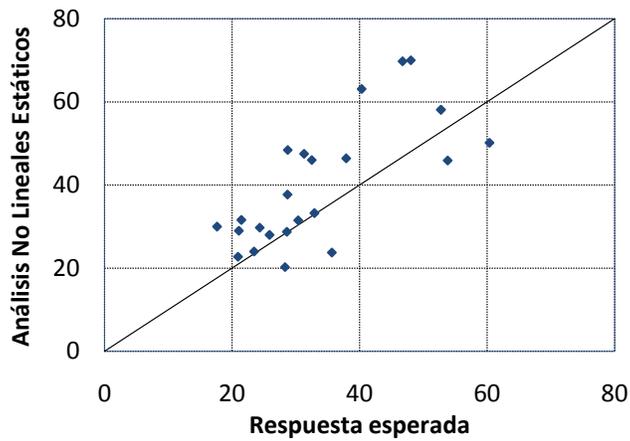
donde, R y C corresponden al tipo de sección transversal rectangular y circular, respectivamente.



a) Resistencia de fluencia (ton.)



b) Desplazamiento de fluencia (cm).



c) Desplazamiento último (cm).

Figura 6.5 Comparación la respuesta esperada respecto a los análisis no lineales

En la tabla 6.3 se aprecia que las ductilidades obtenidas tanto con las ecuaciones como con los análisis estáticos no lineales son mayores, en todos los casos, al factor de comportamiento sísmico considerado para la obtención de las cuantías. Esta situación resulta favorable si se toma en consideración que para las cuantías propuestas la capacidad de ductilidad que pueden desarrollar las columnas de éstas pueden no ser menores a las contempladas. Ahora bien, la razón por la que las ductilidades obtenidas mediante los análisis no lineales estáticos sean en general mayores a las esperadas se atribuye a la dispersión en la estimación de la capacidad última de deformación respecto a las simulaciones numéricas con las que fueron derivadas las ecuaciones.

Con el fin de realizar una comparativa entre los resultados obtenidos con las ecuaciones y los análisis inelásticos estáticos, se realizó un estudio estadístico de los valores de resistencia, desplazamiento y ductilidad mostrados en la tabla 6.3, del cual obtienen los siguientes resultados mostrados en la tabla 6.4, En donde  $X$ ,  $\sigma$  y  $C.V.$  son el promedio, desviación estándar y coeficiente de variación respectivamente, los cuales corresponden a los datos de los análisis inelásticos normalizados respecto a aquellos de la propuesta.

**Tabla 6.4 Estadísticas de los resultados de los análisis no lineales estáticos normalizados respecto de aquellos de la propuesta**

	$V_y$	$\Delta_y$	$\Delta_u$	$\mu$
$X$	1.03	1.07	1.24	1.21
$\sigma$	0.03	0.06	0.29	0.29
$C.V.$	0.03	0.05	0.23	0.24

A partir de la comparativa se puede apreciar en forma general que los valores de fluencia obtenidos mediante los análisis no lineales son mayores que aquellos obtenidos a partir de la propuesta, siendo para el caso de la resistencia lateral de fluencia de un 3%, con un coeficiente de variación del 3%, mientras que para el desplazamiento de fluencia es de un 7% y un coeficiente de variación del 5%.

Para el caso de del desplazamiento último ( $\Delta_u$ ) se encontró que el obtenido a partir de los análisis no lineales es en promedio 24% mayor respecto al obtenido en la propuesta, con un coeficiente de variación más alto que en el caso de fluencia.

Por lo anterior, se puede establecer que la propuesta tiene una buena aproximación de los valores de resistencia y desplazamiento de fluencia, respecto de aquellos obtenidos por los análisis no lineales estáticos. Mientras que para el caso del desplazamiento último presenta una aproximación aceptable.

• **Análisis No Lineales Dinámicos**

Una vez determinado el desplazamiento máximo demandado a los prototipos por la excitación dada, éste se comparo con la correspondiente capacidad última de deformación que resulta de las cuantías propuestas, de igual forma se compararon las ductilidades de desplazamiento, para los valores de desplazamiento último determinados tanto por las cuantías propuestas como por los análisis dinámicos. En la tabla 6.5 se muestran los valores antes mencionados.

**Tabla 6.5 Capacidad de desplazamiento último proporcionada a los prototipos de columnas y demandas máximas de desplazamiento obtenidas a partir del análisis dinámico no lineal**

Zona Sísmica	Estructuración	FCS	Secc. Trans.	Capacidad		Demanda	
				$\Delta_u$	$\mu$	$\Delta_u$	$\mu$
ZONA I	Marcos	4	R	40.32	4.92	8.15	0.99
			C	37.90	4.50	7.62	0.90
		2.5	R	28.74	3.50	8.15	0.99
			C	28.70	3.41	7.62	0.90
	Columnas Aisladas	3	R	21.46	3.99	7.41	1.38
			C	28.60	5.38	7.96	1.50
		2	R	17.65	3.28	7.41	1.38
			C	25.88	4.86	7.96	1.50
ZONA II	Marcos	4	R	48.04	5.61	7.68	0.90
			C	52.76	6.01	7.52	0.86
		2.5	R	46.74	5.46	7.68	0.90
			C	52.76	6.01	7.52	0.86
	Columnas Aisladas	3	R	32.51	7.15	4.14	0.91
			C	32.92	7.62	3.69	0.85
		2	R	31.30	7.18	3.89	0.89
			C	30.38	7.03	3.69	0.85
ZONA III	Marcos	4	R	60.38	8.78	20.90	3.04
			C	35.66	8.07	6.52	1.48
		2.5	R	53.82	7.82	20.90	3.04
			C	28.32	6.41	6.52	1.48
	Columnas Aisladas	3	R	24.34	7.83	5.24	1.68
			C	23.46	7.95	9.86	3.34
		2	R	21.07	7.24	11.97	4.11
			C	20.94	7.37	16.44	5.79

A partir de los valores mostrados en la tabla 6.5, se pueden mencionar las siguientes observaciones:

- Para todos los prototipos de columnas, el desplazamiento máximo demandado por la excitación fue menor que la capacidad última proporcionada a las columnas, conforme a las cuantías de refuerzo propuestas, producto de aplicar el criterio de diseño basado en desplazamiento.
- En algunos casos de las zonas I y II, la demanda de desplazamiento fue menor que la capacidad de desplazamiento de fluencia, por lo que los valores de ductilidad en estos caso es menor a la unidad, mostrándonos que la columna permanece elástica durante la excitación.
- Como se puede observar en las estructuraciones a base de marcos para la zona I y ambas estructuraciones para la zona II permanecen elásticas ante el sismo de 1985 registrado en cada zona, de acuerdo a esto, el proporcionar a dichas columnas una cantidad de acero de refuerzo transversal mayor que la propuesta en este trabajo, resultaría impráctico y antieconómico. Mientras que para el caso de las estructuraciones a base de columnas aisladas en la zona I, si se requiere proporcionarles al menos una capacidad de ductilidad de 2, misma que queda satisfecha con las cuantías propuestas para esa zona.
- Para el caso del sismo de 1985 registrado en la zona III, se obtuvieron demandas de ductilidad de hasta 5.79, mas sin embargo las cuantías propuestas y el detallado del prototipo proporciona niveles de ductilidad mayores al demandado.

Las respuestas de los prototipos ante el sismo de 1985 correspondiente a cada zona, están mostradas en el anexo *D* de este trabajo.

## CAPÍTULO VII

### CONCLUSIONES

En este trabajo de investigación se buscó proponer cuantías de refuerzo para columnas de puentes de concreto reforzado urbanos discontinuos (en los cuales sus columnas se pueden analizar como un oscilador de un grado de libertad), cuyas subestructuraciones son a base de marcos de dos columnas o columnas aisladas, con base en un criterio basado en desplazamiento. Para lograr lo anterior se llevaron a cabo una serie de análisis para alcanzar el objetivo anterior, de los cuales se derivaron las conclusiones que se describen a continuación.

Con la intención de conocer la problemática presentada por los puentes, así como los criterios sísmicos presentados por los reglamentos para la determinación del refuerzo, se realizó una recopilación de los daños sufridos por estas estructuras cuando se vieron sometidas aun evento sísmico intenso, así como de los criterios de refuerzo propuestos por diversos reglamentos y propuestas basadas en desplazamiento. De lo anterior se puede concluir lo siguiente:

- Los daños presentados por los puentes se atribuyeron a la filosofía del diseño elástico, debido a que la resistencia proporcionada a estos, no fue suficiente para mantenerlos dentro de su rango elástico. Por lo que la filosofía de diseño actual radica en proporcionar a la estructura una resistencia menor respecto de aquella necesaria para mantenerlo elástico, y así permitir que la estructura disipe energía debido al comportamiento inelástico, y tenga un comportamiento dúctil.
- El refuerzo transversal juega un papel muy importante para lograr que una estructura presente un comportamiento dúctil, ya que retrasa el desarrollo de grietas diagonales causadas por el cortante (falla frágil), así como el pandeo prematuro del refuerzo longitudinal, incrementando así, la resistencia a cortante para inducir la falla a flexión, la cual se presenta en forma dúctil.
- Los criterios sísmicos de refuerzo transversal presentados por la mayoría de los reglamentos, no están en función de la demanda de desplazamiento lateral, y en otros ni con la demanda de carga axial en compresión actuante en la columna, por lo que sus requerimientos pueden estar en ciertos casos, subestimando las altas demandas de carga axial, ubicadas en regiones de alta sismicidad, o bien sobreestimados para columnas con baja demanda de carga axial, ubicadas en regiones de baja y moderada sismicidad.

En relación a los estudios de la estimación de la capacidad última de desplazamiento se tiene lo siguiente:

- De las ecuaciones basadas en desplazamiento la que mejor correlación tiene con resultados experimentales en la determinación de la capacidad de desplazamiento último es la propuesta por Rivera (2005 a).

Para la obtención de las demandas de desplazamiento inelástico de puentes ubicados en la zona metropolitana del Valle de México se recurrió al método aproximado propuesto por Ordaz y Pérez-Rocha (1998), el cual se basa en las demandas de desplazamiento elástico, que multiplicado por un factor que toma en consideración el comportamiento plástico, permite obtener dicha demanda.

- Los espectros de desplazamiento elástico indicados en las NTC-Sismo (2004), al estar pensados para edificios sus ordenadas espectrales consideran efectos de sobrerresistencia y redundancia, los cuales no son similares en los puentes, por lo que su aplicación para el diseño de estos últimos no es del todo adecuada. No obstante, se utilizaron dichos espectros, al considerar el 50 % adicional de la ordenada espectral que recomiendan estas normas en el caso de estructuras importantes como los puentes.

- El método aproximado de Ordaz y Pérez-Rocha (1998) para la obtención de demandas de desplazamiento inelástico es el que mejor estimación hace con respecto a la solución exacta, según los estudios de Rivera (2005b) y Torres (2008). Dicho método ha sido calibrado con registros sísmicos del Valle de México, para suelos blando, firme y de transición.

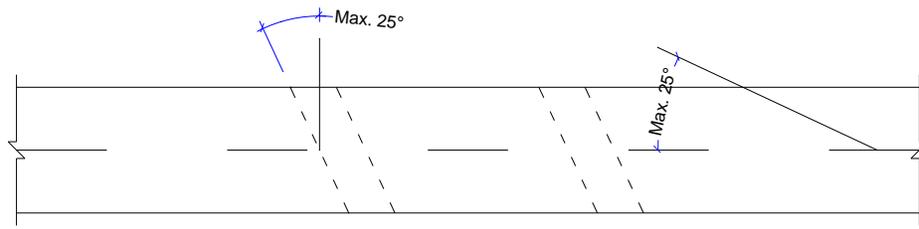
Con base en la estimación de la demanda de desplazamiento inelástico y aplicando un criterio basado en desplazamiento, se procedió a proponer las cuantías de refuerzo de columnas de puentes de concreto reforzado como se indica en el capítulo V, concluyendo lo siguiente.

- Para el diseño de las columnas en la zona I, de acuerdo al criterio basado en desplazamiento utilizado, se recomienda que sean marcos y columnas aisladas con comportamiento parcialmente dúctil, cuyas ductilidades no sean mayores a 2, ya que resultaría antieconómico tratar de proporcionarle mayor ductilidad a la columna, la cual no es requerida en comparación con la de la zona III.
- Para el diseño de columnas en las zonas II y III se recomienda que su estructuración sea a base de marcos, para relajar el requerimiento de acero transversal. No obstante, en este estudio se encontró que en el caso particular de la zona III, sería deseable tener puentes con relación de aspecto menor a seis, ya que de lo contrario se requerirían cuantías de refuerzo más grandes que no pueden llevarse a cabo en la práctica constructiva.
- Las cuantías de refuerzo propuestas en este trabajo requieren cumplir los criterios de detallado del acero longitudinal y transversal similar a lo dispuestos en las NTC-Concreto (2004), a fin de garantizar confinamiento adecuado del concreto, así la prevenir la falla por pandeo en el refuerzo longitudinal.

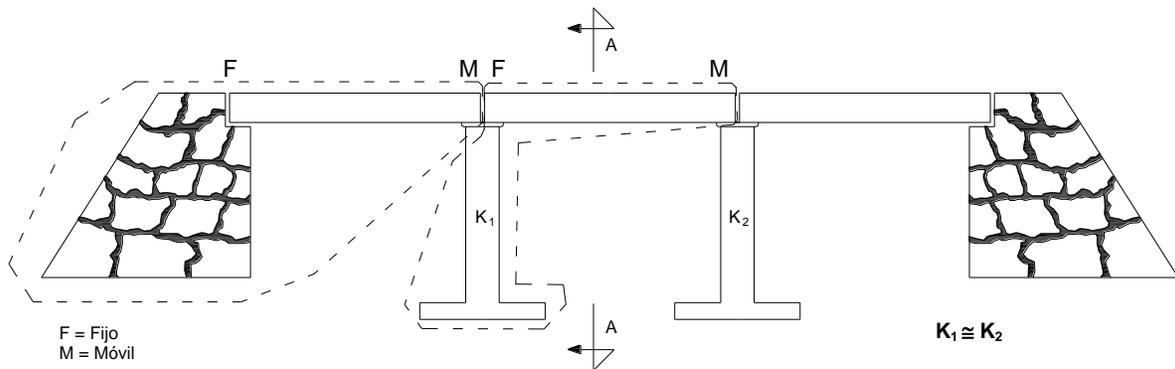
Para validar que las cuantías de refuerzo propuestas conlleven a un buen desempeño sísmico de las columnas de puentes urbanos, se realizaron análisis inelásticos estáticos y dinámicos, el primero de ellos fue con la finalidad de verificar que las columnas, en sus diferentes estructuraciones del puente, tengan comportamiento dúctil conforme a los valores preestablecidos de ductilidad, mientras que el segundo se realizó para observar el máximo desplazamiento demandado con respecto a la capacidad de las columnas, debidas a una excitación característica de cada zona sísmica del Valle de México. De estos análisis se tiene las siguientes conclusiones:

- Las cuantías propuestas permiten que las columnas puedan desarrollar un comportamiento dúctil, ya que de acuerdo a los análisis no lineales estáticos se alcanzan valores de ductilidad superiores a los esperados, con lo cual se garantiza un buen desempeño sísmico.
- En el caso de los análisis no lineales dinámicos se pudo observar que en la zona III, que es la zona de mayor demanda sísmica., empleando el sismo del 1985, la capacidad de deformación de las columnas es mayor que la demandada por dicho sismo, por lo que se pudo corroborar que las cuantías de refuerzo propuestas para las características geométricas consideradas son adecuadas.

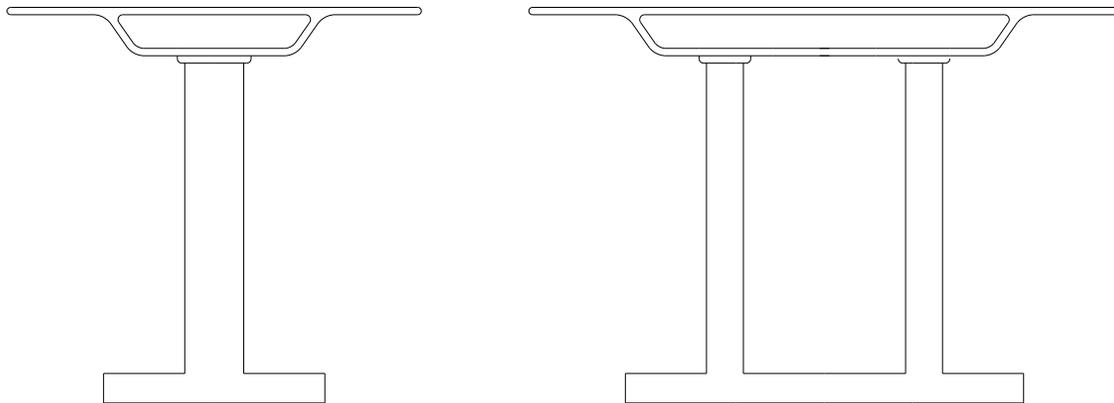
**CARACTERISTICAS DE LAS ESTRUCTURAS CONSIDERADAS:**



PLANTA



VISTA LONGITUDINAL



Columna  
Aislada

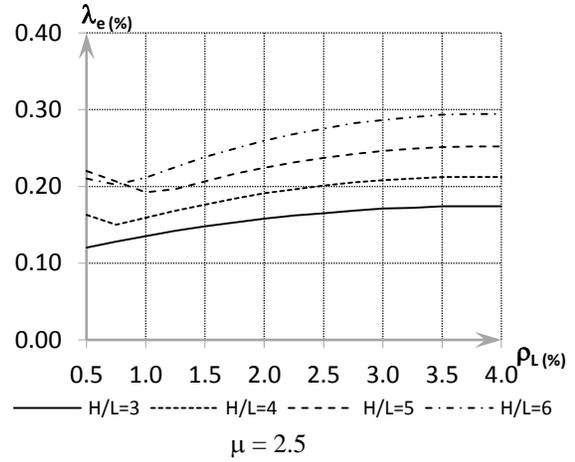
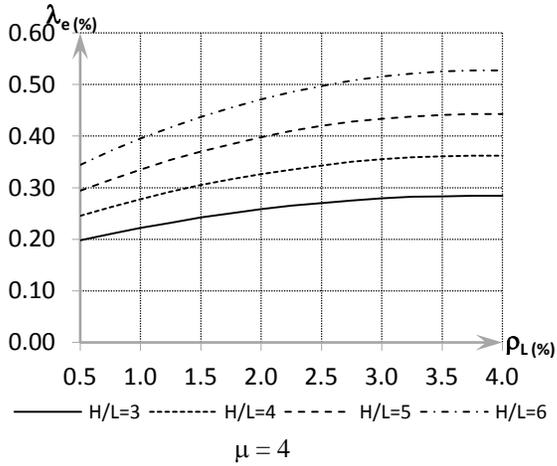
o

Marco

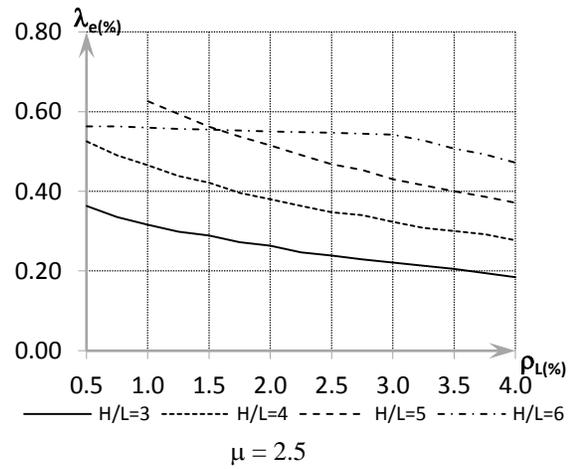
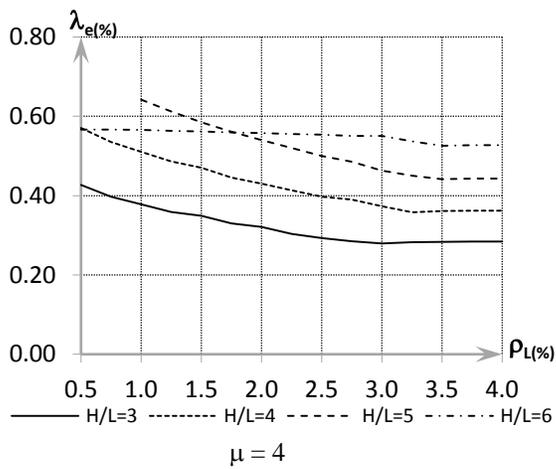
VISTA A-A

VARIACIÓN DEL CONFINAMIENTO EFECTIVO EN FUNCIÓN DE LA CUANTIA LONGITUDINAL

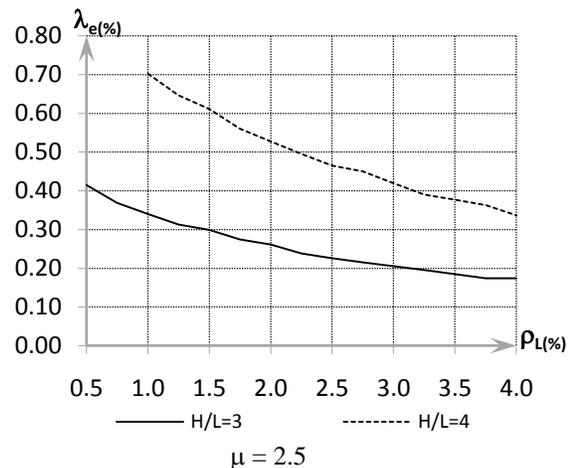
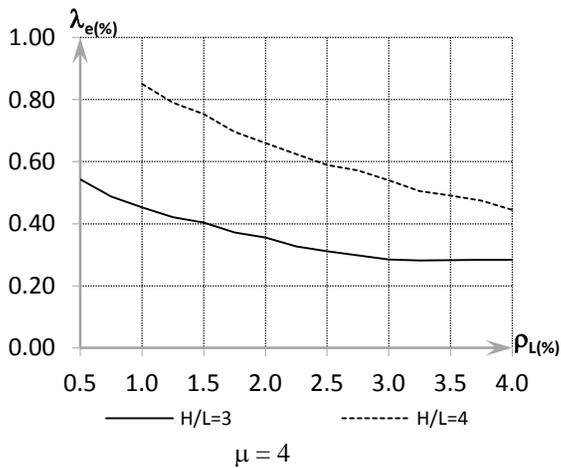
SECCION CIRCULAR



a) MARCOS "ZONA I"

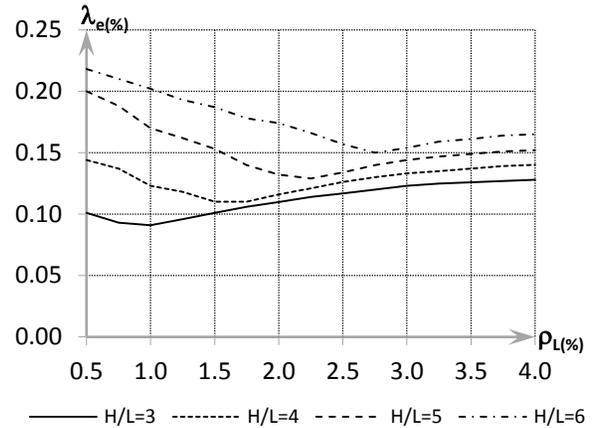
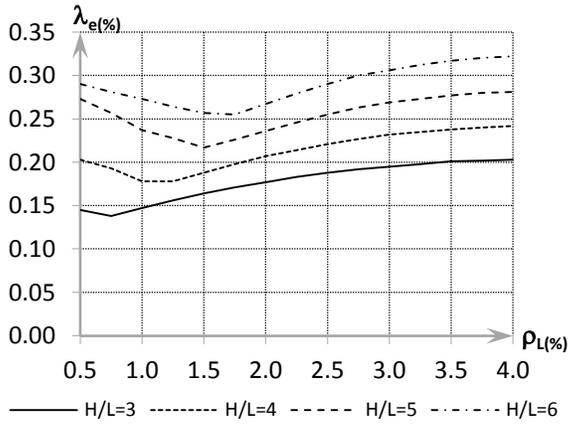


b) MARCOS "ZONA II"

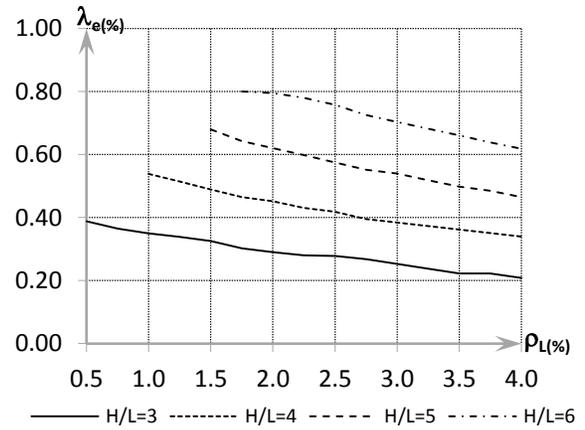
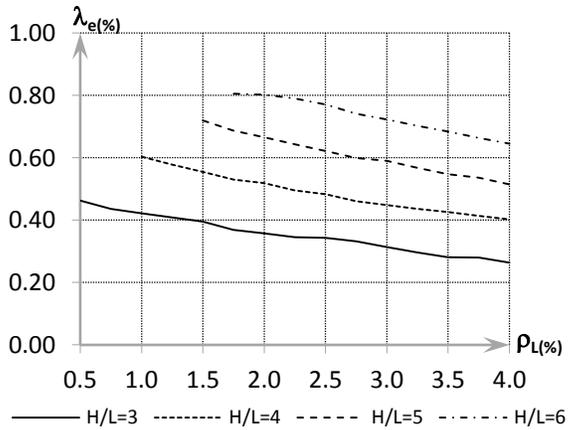


c) MARCOS "ZONA III"

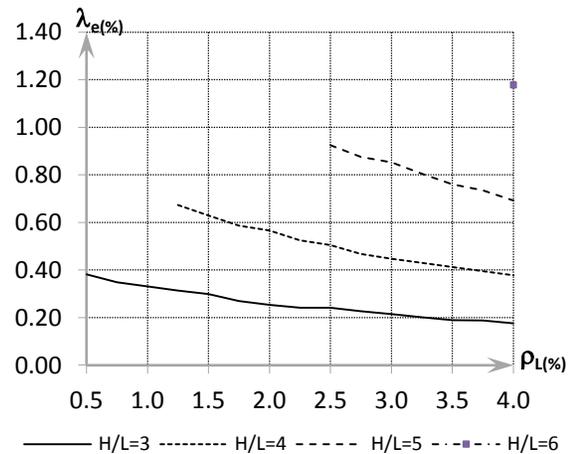
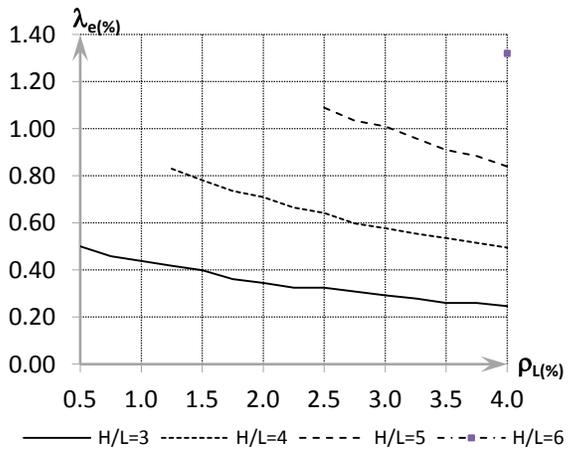
SECCION RECTANGULAR



$\mu = 3$   $\mu = 2$   
a) COLUMNAS AISLADAS "ZONA I"

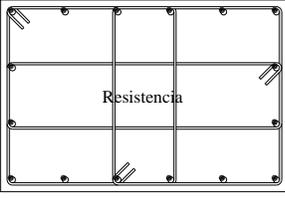
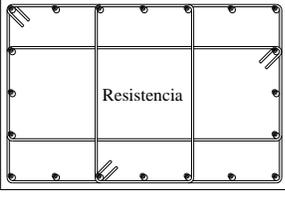
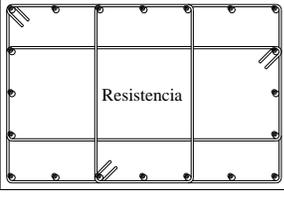
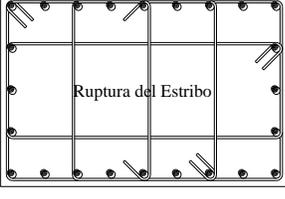


$\mu = 3$   $\mu = 2$   
b) COLUMNAS AISLADAS "ZONA II"



$\mu = 3$   $\mu = 2$   
c) COLUMNAS AISLADAS "ZONA III"

C.1) Características de las secciones de los prototipos de puentes modelados para su análisis no lineal

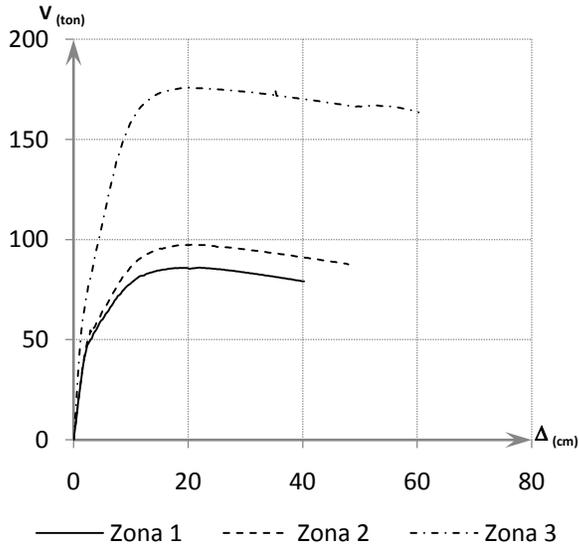
M A R C O S																
Ductil ( $\mu=4$ )						Parcialmente Ductil ( $\mu=2.5$ )										
ZONA I				Datos:						Datos:						
				h = 120.00 cm.	b = 80.00 cm.	H = 1440 cm.				$\phi_{VL} = 8$	$N_{VL} = 16$ pz.	$\phi_{Est.} = 3$	h = 120.00 cm.	b = 80.00 cm.	H = 1440 cm.	$\phi_{VL} = 8$
	A.N-L			Diseño			A.N-L			Diseño						
	$\Delta_y = 8.96$ cm.	$V_y = 76.00$ Ton.	$\Delta_u = 63.10$ cm.	$\mu_A = 7.04$	$\Delta_y = 8.20$ cm.	$V_y = 72.48$ Ton.	$\Delta_u = 40.32$ cm.	$\mu_A = 4.92$	$\Delta_y = 8.94$ cm.	$V_y = 76.22$ Ton.	$\Delta_u = 48.42$ cm.	$\mu_A = 5.42$	$\Delta_y = 8.20$ cm.	$V_y = 72.48$ Ton.	$\Delta_u = 28.74$ cm.	$\mu_A = 3.50$
ZONA II				Datos:						Datos:						
				h = 120.00 cm.	b = 80.00 cm.	H = 1440 cm.				$\phi_{VL} = 8$	$N_{VL} = 20$ pz.	$\phi_{Est.} = 3$	h = 120.00 cm.	b = 80.00 cm.	H = 1440 cm.	$\phi_{VL} = 8$
	A.N-L			Diseño			A.N-L			Diseño						
	$\Delta_y = 9.47$ cm.	$V_y = 84.78$ Ton.	$\Delta_u = 70.00$ cm.	$\mu_A = 7.39$	$\Delta_y = 8.56$ cm.	$V_y = 79.56$ Ton.	$\Delta_u = 48.04$ cm.	$\mu_A = 5.61$	$\Delta_y = 9.47$ cm.	$V_y = 84.80$ Ton.	$\Delta_u = 69.76$ cm.	$\mu_A = 7.36$	$\Delta_y = 8.56$ cm.	$V_y = 79.56$ Ton.	$\Delta_u = 46.74$ cm.	$\mu_A = 5.46$
ZONA III				Datos:						Datos:						
				h = 120.00 cm.	b = 80.00 cm.	H = 1200 cm.				$\phi_{VL} = 10$	$N_{VL} = 24$ pz.	$\phi_{Est.} = 3$	h = 120.00 cm.	b = 80.00 cm.	H = 1200 cm.	$\phi_{VL} = 10$
	A.N-L			Diseño			A.N-L			Diseño						
	$\Delta_y = 7.78$ cm.	$V_y = 143.10$ Ton.	$\Delta_u = 50.16$ cm.	$\mu_A = 6.44$	$\Delta_y = 6.88$ cm.	$V_y = 135.00$ Ton.	$\Delta_u = 60.38$ cm.	$\mu_A = 8.77$	$\Delta_y = 7.78$ cm.	$V_y = 143.31$ Ton.	$\Delta_u = 45.89$ cm.	$\mu_A = 5.90$	$\Delta_y = 6.88$ cm.	$V_y = 135.00$ Ton.	$\Delta_u = 53.82$ cm.	$\mu_A = 7.82$

M A R C O S																						
Ductil ( $\mu=4$ )						Parcialmente Ductil ( $\mu=2.5$ )																
ZONA I						<b>Datos:</b> D = 110.00 cm. H = 1320 cm. $\phi_{VL} = 8$ $N_{VL} = 16$ pz. $\phi_{Est} = 4$ s = 11.00 $\rho_L = 0.85$ % $\rho_s = 0.44$ %										<b>Datos:</b> D = 110.00 cm. H = 1320 cm. $\phi_{VL} = 8$ $N_{VL} = 16$ pz. $\phi_{Est} = 3$ s = 9.00 $\rho_L = 0.85$ % $\rho_s = 0.31$ %						
						<b>A.N-L</b>			<b>Diseño</b>							<b>A.N-L</b>			<b>Diseño</b>			
						$\Delta_y = 8.91$ cm.	$V_y = 65.33$ Ton.	$\Delta_u = 46.42$ cm.	$\mu_A = 5.21$	$\Delta_y = 8.42$ cm.						$V_y = 65.94$ Ton.	$\Delta_u = 37.90$ cm.	$\mu_A = 4.50$	$\Delta_y = 8.91$ cm.	$V_y = 65.44$ Ton.	$\Delta_u = 37.71$ cm.	$\mu_A = 4.23$
ZONA II						<b>Datos:</b> D = 110.00 cm. H = 1320 cm. $\phi_{VL} = 8$ $N_{VL} = 20$ pz. $\phi_{Est} = 4$ s = 7.50 $\rho_L = 1.07$ % $\rho_s = 0.65$ %										<b>Datos:</b> D = 110.00 cm. H = 1320 cm. $\phi_{VL} = 8$ $N_{VL} = 20$ pz. $\phi_{Est} = 4$ s = 7.50 $\rho_L = 1.07$ % $\rho_s = 0.65$ %						
						<b>A.N-L</b>			<b>Diseño</b>							<b>A.N-L</b>			<b>Diseño</b>			
						$\Delta_y = 9.50$ cm.	$V_y = 72.84$ Ton.	$\Delta_u = 58.11$ cm.	$\mu_A = 6.11$	$\Delta_y = 8.78$ cm.						$V_y = 72.92$ Ton.	$\Delta_u = 52.76$ cm.	$\mu_A = 6.00$	$\Delta_y = 9.50$ cm.	$V_y = 72.84$ Ton.	$\Delta_u = 58.11$ cm.	$\mu_A = 6.11$
ZONA III						<b>Datos:</b> D = 110.00 cm. H = 880 cm. $\phi_{VL} = 12$ $N_{VL} = 16$ pz. $\phi_{Est} = 4$ s = 7.00 cm. $\rho_L = 1.92$ % $\rho_s = 0.69$ %										<b>Datos:</b> D = 110.00 cm. H = 880 cm. $\phi_{VL} = 12$ $N_{VL} = 16$ pz. $\phi_{Est} = 4$ s = 9.00 cm. $\rho_L = 1.92$ % $\rho_s = 0.54$ %						
						<b>A.N-L</b>			<b>Diseño</b>							<b>A.N-L</b>			<b>Diseño</b>			
						$\Delta_y = 5.30$ cm.	$V_y = 159.81$ Ton.	$\Delta_u = 23.76$ cm.	$\mu_A = 4.48$	$\Delta_y = 4.42$ cm.						$V_y = 151.19$ Ton.	$\Delta_u = 35.66$ cm.	$\mu_A = 8.07$	$\Delta_y = 5.30$ cm.	$V_y = 159.48$ Ton.	$\Delta_u = 20.26$ cm.	$\mu_A = 3.82$

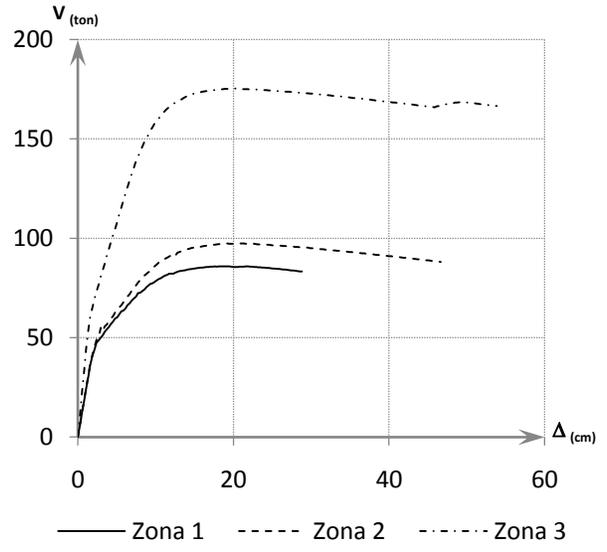
Columnas Aisladas												
Ductil ( $\mu=3$ )					Parcialmente Ductil ( $\mu=2$ )							
ZONA I	Resistencia				Datos:		Resistencia				Datos:	
					h = 160.00 cm.						h = 160.00 cm.	
	b = 90.00 cm.				H = 960 cm.		b = 90.00 cm.				H = 960 cm.	
	$\phi_{VL} = 8$				$N_{VL} = 22$ pz.		$\phi_{VL} = 8$				$N_{VL} = 22$ pz.	
$\phi_{Est.} = 3$				s = 11.50 cm.		$\phi_{Est.} = 3$				s = 15.00 cm.		
$\rho_L = 0.77$ %				$\rho_s = 0.45$ %		$\rho_L = 0.77$ %				$\rho_s = 0.34$ %		
$k_e = 0.68$				$\lambda_e = 0.30$ %		$k_e = 0.68$				$\lambda_e = 0.22$ %		
A.N-L		Diseño		A.N-L		Diseño		A.N-L		Diseño		
$\Delta_y = 5.60$ cm.	$V_y = 63.34$ Ton.	$\Delta_y = 5.38$ cm.	$V_y = 59.75$ Ton.	$\Delta_y = 5.20$ cm.	$V_y = 61.66$ Ton.	$\Delta_y = 5.38$ cm.	$V_y = 59.75$ Ton.	$\Delta_y = 5.20$ cm.	$V_y = 61.66$ Ton.	$\Delta_y = 5.38$ cm.	$V_y = 59.75$ Ton.	
$\Delta_u = 31.60$ cm.	$\mu_A = 5.64$	$\Delta_u = 21.46$ cm.	$\mu_A = 4.00$	$\Delta_u = 30.00$ cm.	$\mu_A = 5.77$	$\Delta_u = 17.65$ cm.	$\mu_A = 3.28$	$\Delta_u = 30.00$ cm.	$\mu_A = 5.77$	$\Delta_u = 17.65$ cm.	$\mu_A = 3.28$	
ZONA II	Ruptura del Estribo				Datos:		Resistencia				Datos:	
					h = 160.00 cm.						h = 160.00 cm.	
	b = 90.00 cm.				H = 800 cm.		b = 90.00 cm.				H = 800 cm.	
	$\phi_{VL} = 12$				$N_{VL} = 24$ pz.		$\phi_{VL} = 12$				$N_{VL} = 20$ pz.	
$\phi_{Est.} = 4$				s = 11.00 cm.		$\phi_{Est.} = 4$				s = 9.50 cm.		
$\rho_L = 1.90$ %				$\rho_s = 0.91$ %		$\rho_L = 1.60$ %				$\rho_s = 0.92$ %		
$k_e = 0.76$				$\lambda_e = 0.70$ %		$k_e = 0.76$				$\lambda_e = 0.67$ %		
A.N-L		Diseño		A.N-L		Diseño		A.N-L		Diseño		
$\Delta_y = 5.00$ cm.	$V_y = 113.00$ Ton.	$\Delta_y = 4.55$ cm.	$V_y = 107.63$ Ton.	$\Delta_y = 4.50$ cm.	$V_y = 102.17$ Ton.	$\Delta_y = 4.36$ cm.	$V_y = 97.97$ Ton.	$\Delta_y = 4.50$ cm.	$V_y = 102.17$ Ton.	$\Delta_y = 4.36$ cm.	$V_y = 97.97$ Ton.	
$\Delta_u = 46.00$ cm.	$\mu_A = 9.20$	$\Delta_u = 32.51$ cm.	$\mu_A = 7.14$	$\Delta_u = 47.5$ cm.	$\mu_A = 10.56$	$\Delta_u = 31.30$ cm.	$\mu_A = 7.18$	$\Delta_u = 47.5$ cm.	$\mu_A = 10.56$	$\Delta_u = 31.30$ cm.	$\mu_A = 7.18$	
ZONA III	Ruptura del Estribo				Datos:		Ruptura del Estribo				Datos:	
					h = 160.00 cm.						h = 160.00 cm.	
	b = 90.00 cm.				H = 640 cm.		b = 90.00 cm.				H = 640 cm.	
	$\phi_{VL} = 12$				$N_{VL} = 32$ pz.		$\phi_{VL} = 12$				$N_{VL} = 24$ pz.	
$\phi_{Est.} = 4$				s = 16 cm.		$\phi_{Est.} = 4$				s = 16.00 cm.		
$\rho_L = 2.53$ %				$\rho_s = 0.87$ %		$\rho_L = 1.90$ %				$\rho_s = 0.77$ %		
$k_e = 0.78$				$\lambda_e = 0.68$ %		$k_e = 0.75$				$\lambda_e = 0.58$ %		
A.N-L		Diseño		A.N-L		Diseño		A.N-L		Diseño		
$\Delta_y = 3.25$ cm.	$V_y = 166.70$ Ton.	$\Delta_y = 3.11$ cm.	$V_y = 158.80$ Ton.	$\Delta_y = 3.00$ cm.	$V_y = 135.25$ Ton.	$\Delta_y = 2.91$ cm.	$V_y = 134.44$ Ton.	$\Delta_y = 3.00$ cm.	$V_y = 135.25$ Ton.	$\Delta_y = 2.91$ cm.	$V_y = 134.44$ Ton.	
$\Delta_u = 29.75$ cm.	$\mu_A = 9.15$	$\Delta_u = 24.34$ cm.	$\mu_A = 7.83$	$\Delta_u = 29.00$ cm.	$\mu_A = 9.67$	$\Delta_u = 21.07$ cm.	$\mu_A = 7.24$	$\Delta_u = 29.00$ cm.	$\mu_A = 9.67$	$\Delta_u = 21.07$ cm.	$\mu_A = 7.24$	

Columnas Aisladas												
ZONA I	Ductil ( $\mu=3$ )						Parcialmente Ductil ( $\mu=2$ )					
	ZONA I											
Resistencia						Resistencia						
Datos:						Datos:						
D = 140.00 cm.			H = 840 cm.			D = 140.00 cm.			H = 840 cm.			
$\phi_{VL} = 10$			$N_{VL} = 16$ pz.			$\phi_{VL} = 10$			$N_{VL} = 16$ pz.			
$\phi_{EST} = 4$			s = 9.50			$\phi_{EST} = 4$			s = 10.50			
$\rho_L = 0.82$ %			$\rho_s = 0.40$ %			$\rho_L = 0.82$ %			$\rho_s = 0.36$ %			
A.N-L			Diseño			A.N-L			Diseño			
$\Delta_y = 5.25$ cm.		$V_y = 57.89$ Ton.				$\Delta_y = 5.25$ cm.		$V_y = 57.94$ Ton.				
$\Delta_u = 28.75$ cm.		$\Delta_u = 28.60$ cm.				$\Delta_u = 28.00$ cm.		$\Delta_u = 25.88$ cm.				
$\mu_A = 5.48$		$\mu_A = 5.37$				$\mu_A = 5.33$		$\mu_A = 4.86$				
ZONA II												
	Ruptura del Estribo						Ruptura del Estribo					
	Datos:						Datos:					
	D = 140.00 cm.			H = 700 cm.			D = 140.00 cm.			H = 700 cm.		
	$\phi_{VL} = 12$			$N_{VL} = 24$ pz.			$\phi_{VL} = 12$			$N_{VL} = 24$ pz.		
	$\phi_{EST} = 4$			s = 5.50			$\phi_{EST} = 4$			s = 6.00		
	$\rho_L = 1.78$ %			$\rho_s = 0.68$ %			$\rho_L = 1.78$ %			$\rho_s = 0.63$ %		
	A.N-L			Diseño			A.N-L			Diseño		
	$\Delta_y = 4.50$ cm.		$V_y = 99.53$ Ton.				$\Delta_y = 4.50$ cm.		$V_y = 99.55$ Ton.			
	$\Delta_u = 33.25$ cm.		$\Delta_u = 32.92$ cm.				$\Delta_u = 31.50$ cm.		$\Delta_u = 30.38$ cm.			
$\mu_A = 7.39$		$\mu_A = 7.62$				$\mu_A = 7.00$		$\mu_A = 7.03$				
ZONA III												
	Ruptura del Estribo						Ruptura del Estribo					
	Datos:						Datos:					
	D = 140.00 cm.			H = 560 cm.			D = 140.00 cm.			H = 560 cm.		
	$\phi_{VL} = 14$			$N_{VL} = 24$ pz.			$\phi_{VL} = 14$			$N_{VL} = 20$ pz.		
	$\phi_{EST} = 4$			s = 5.00			$\phi_{EST} = 4$			s = 5.50		
	$\rho_L = 2.42$ %			$\rho_s = 0.75$ %			$\rho_L = 2.02$ %			$\rho_s = 0.68$ %		
	A.N-L			Diseño			A.N-L			Diseño		
	$\Delta_y = 3.25$ cm.		$V_y = 150.00$ Ton.				$\Delta_y = 3.00$ cm.		$V_y = 130.63$ Ton.			
	$\Delta_u = 24.00$ cm.		$\Delta_u = 23.46$ cm.				$\Delta_u = 22.75$ cm.		$\Delta_u = 20.94$ cm.			
$\mu_A = 7.38$		$\mu_A = 7.95$				$\mu_A = 7.58$		$\mu_A = 7.37$				

**C.2) CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS PROTOTIPOS**

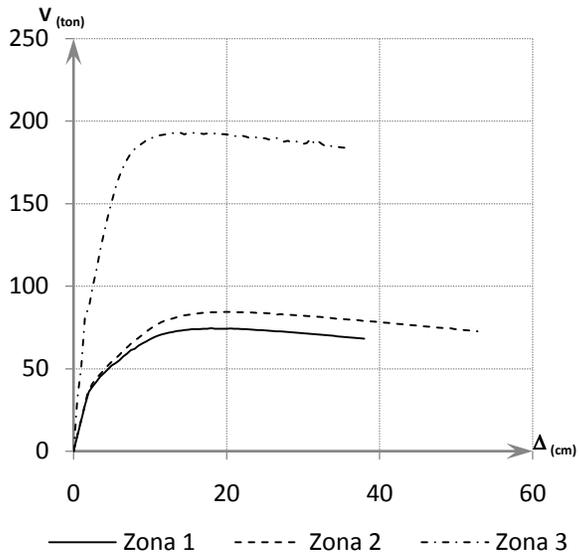


$\mu = 4$

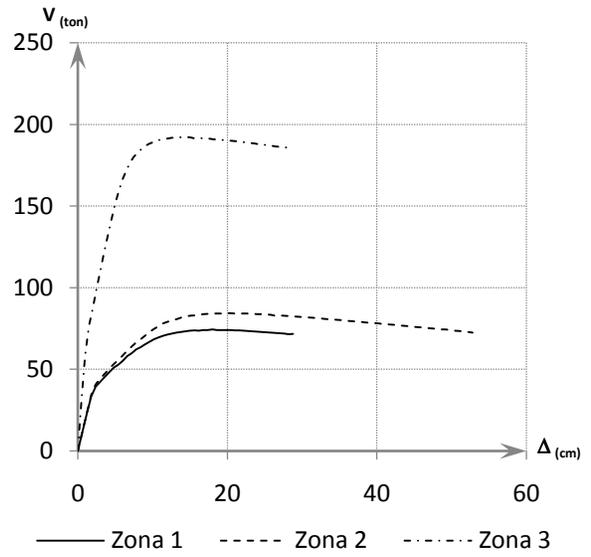


$\mu = 2.5$

a) Sección transversal rectangular



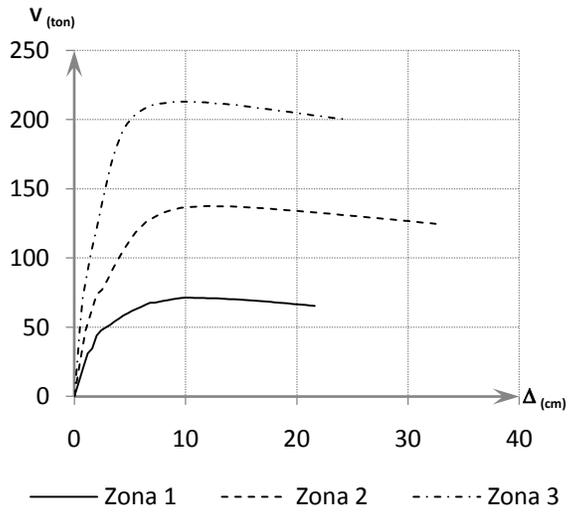
$\mu = 4$



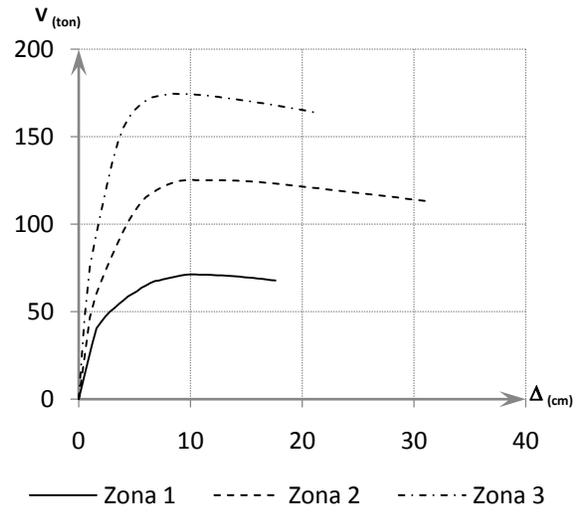
$\mu = 2.5$

b) Sección transversal circular

**C.2.1) Curvas de capacidad de estructuraciones a base de marcos**

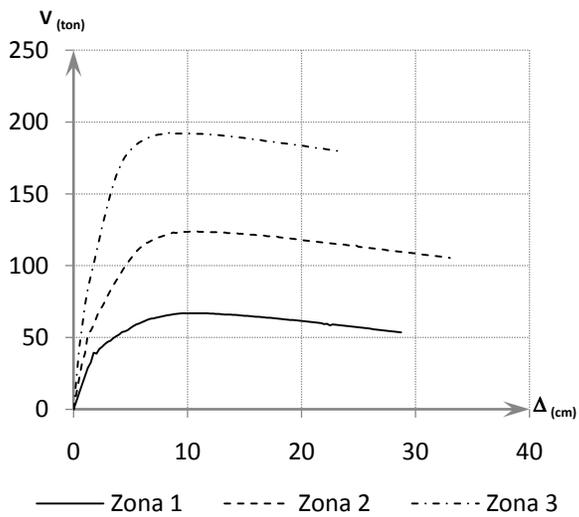


$\mu = 3$

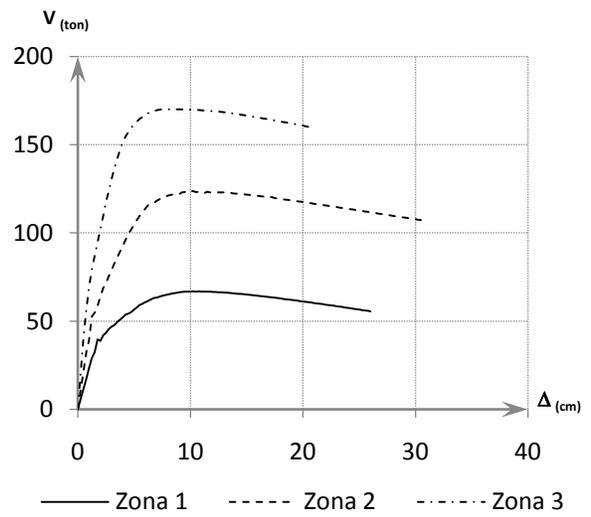


$\mu = 2$

a) Sección transversal rectangular



$\mu = 3$

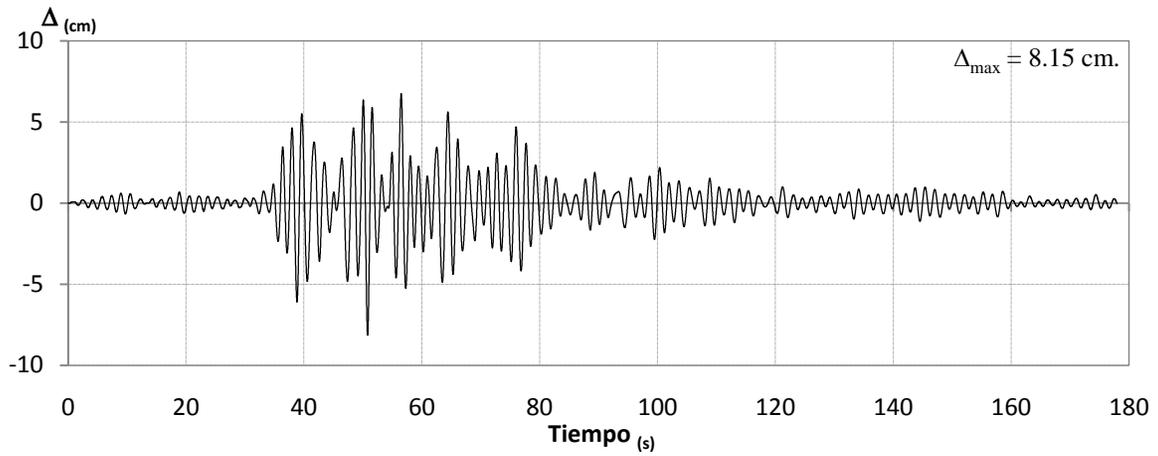


$\mu = 2$

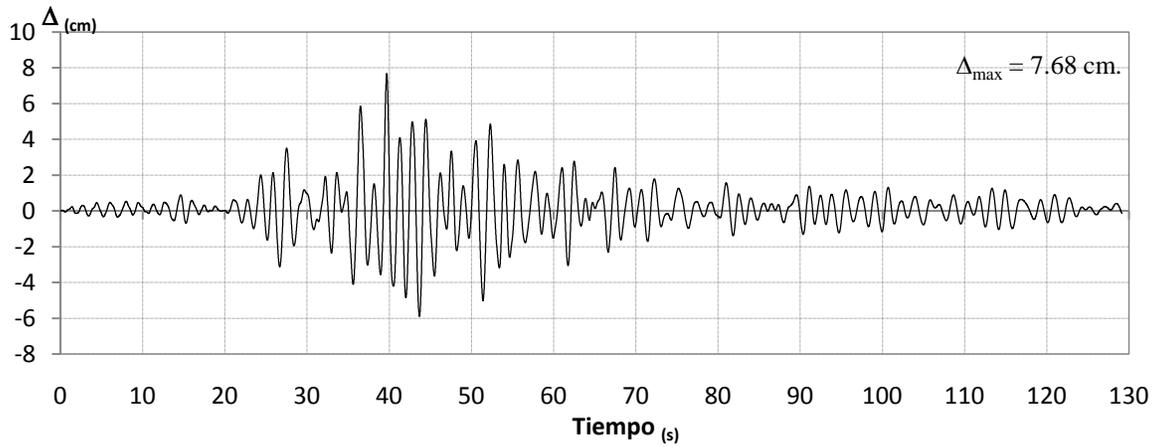
b) Sección transversal circular

**C.2.2) Curvas de capacidad de estructuraciones a base de columnas aisladas**

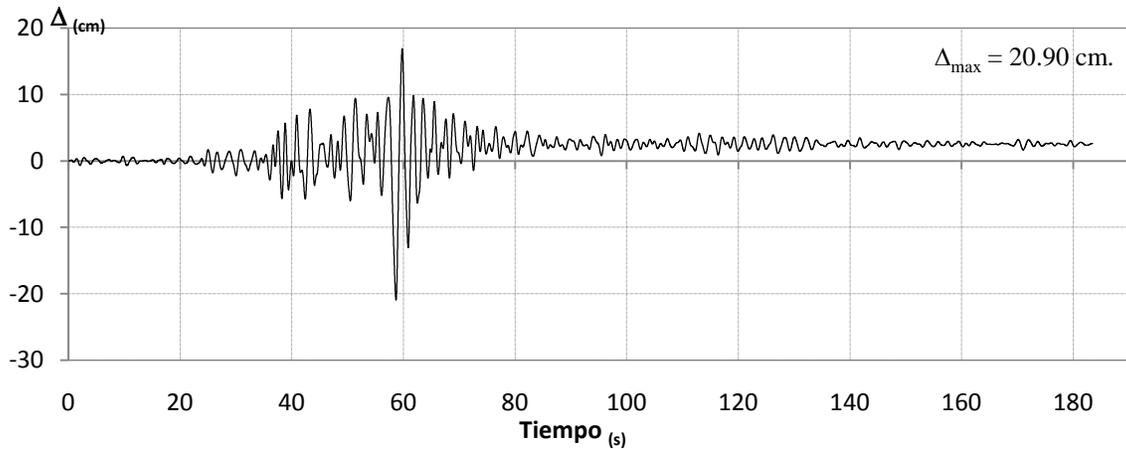
**HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS DE LOS PROTOTIPOS**



**a.1) Zona I ( $\mu=4$  y  $\mu=2.5$ )**

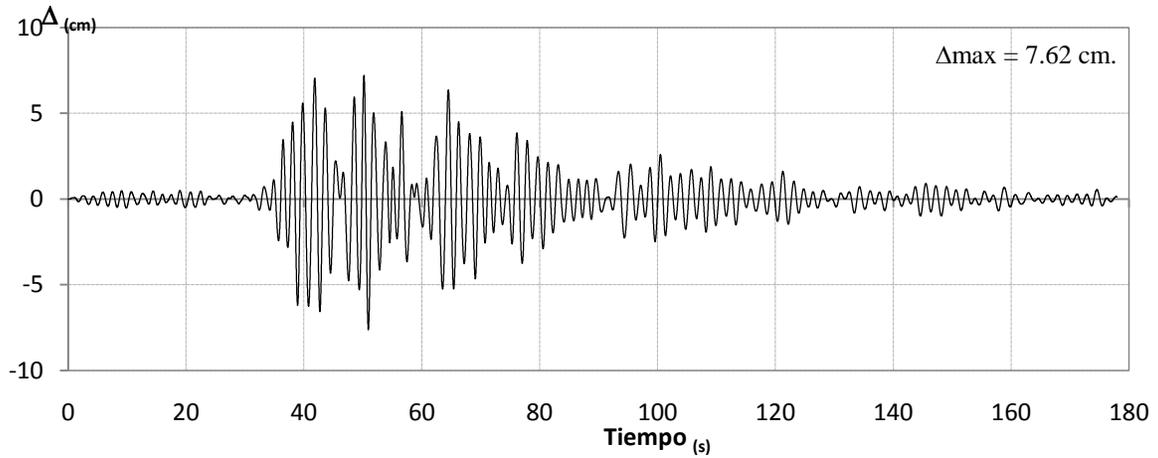


**a.2) Zona II ( $\mu=4$  y  $\mu=2.5$ )**

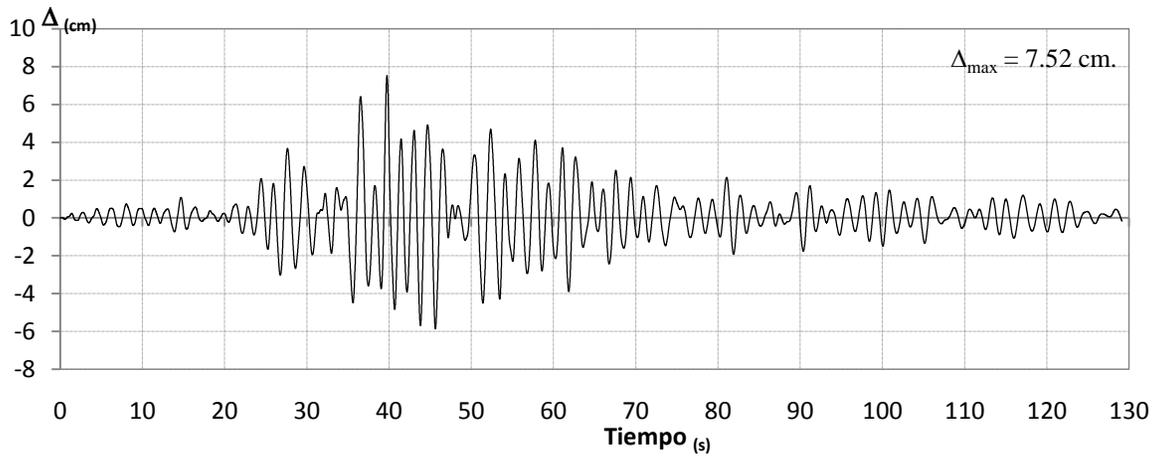


**a.3) Zona III ( $\mu=4$  y  $\mu=2.5$ )**

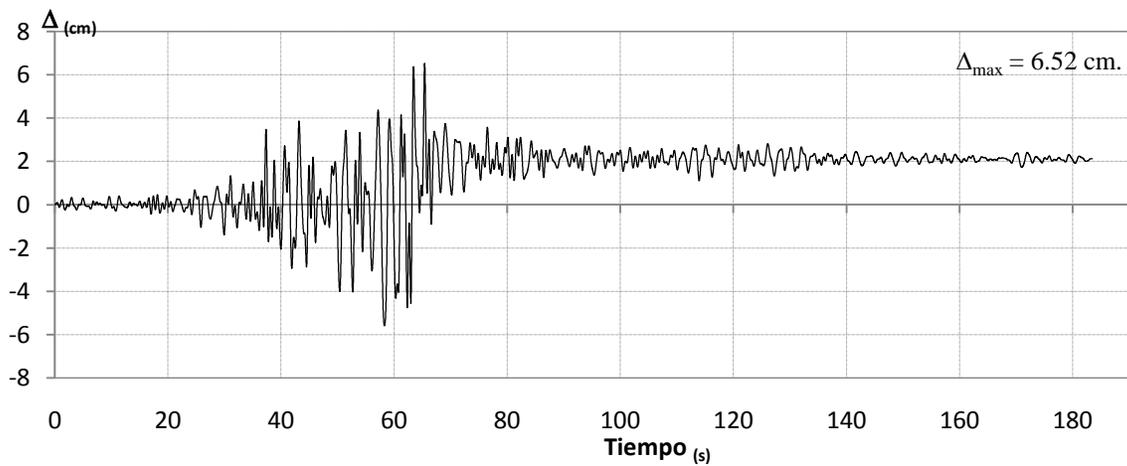
**a) Marcos de sección transversal rectangular**



**b.1) Zona I ( $\mu=4$  y  $\mu=2.5$ )**

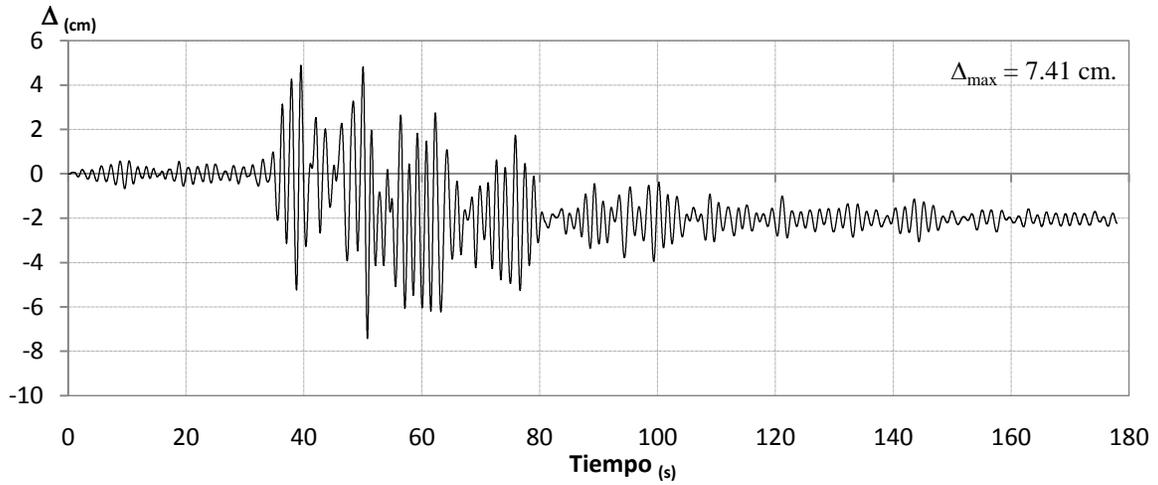


**b.2) Zona II ( $\mu=4$  y  $\mu=2.5$ )**

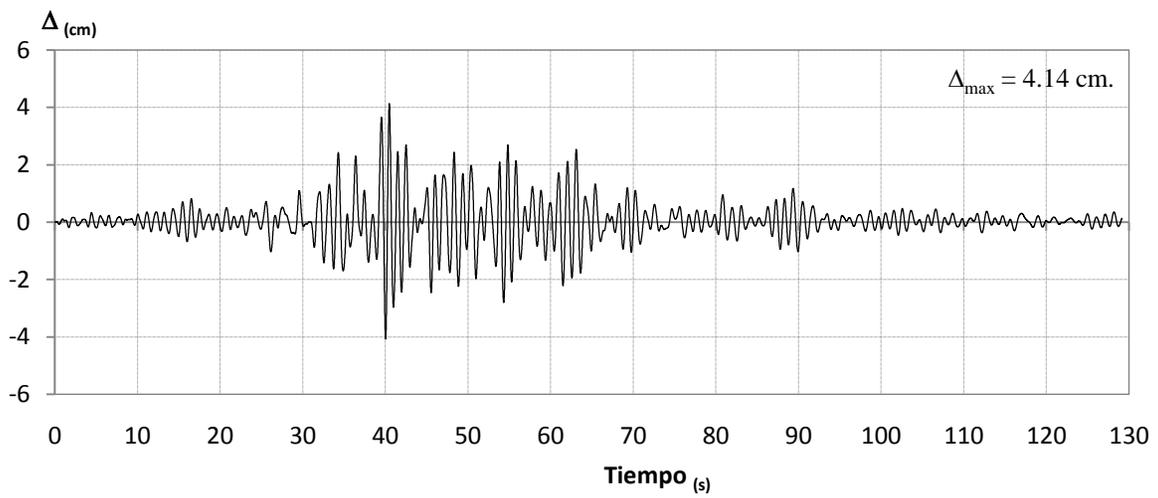


**b.3) Zona III ( $\mu=4$  y  $\mu=2.5$ )**

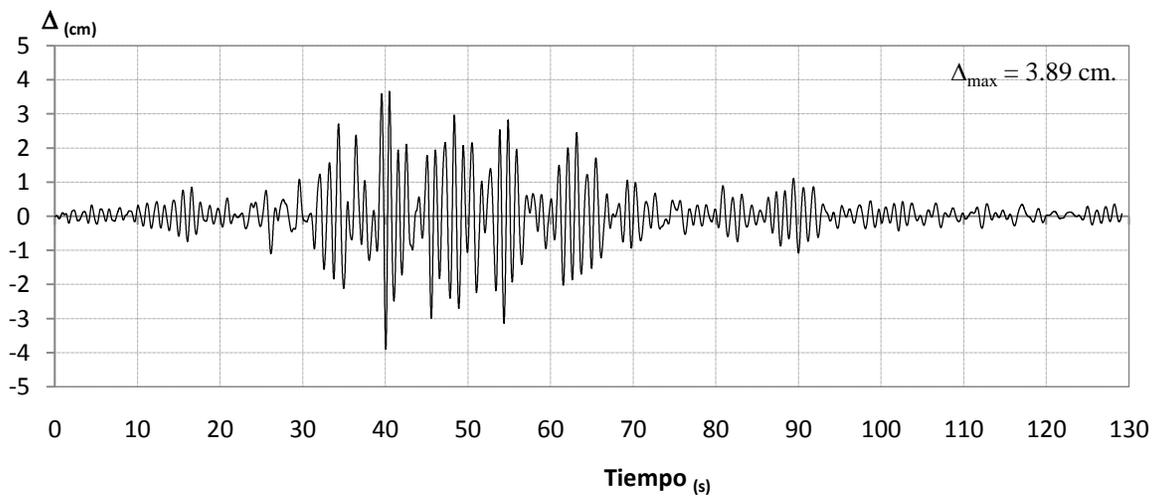
**b) Marcos de sección transversal circular**



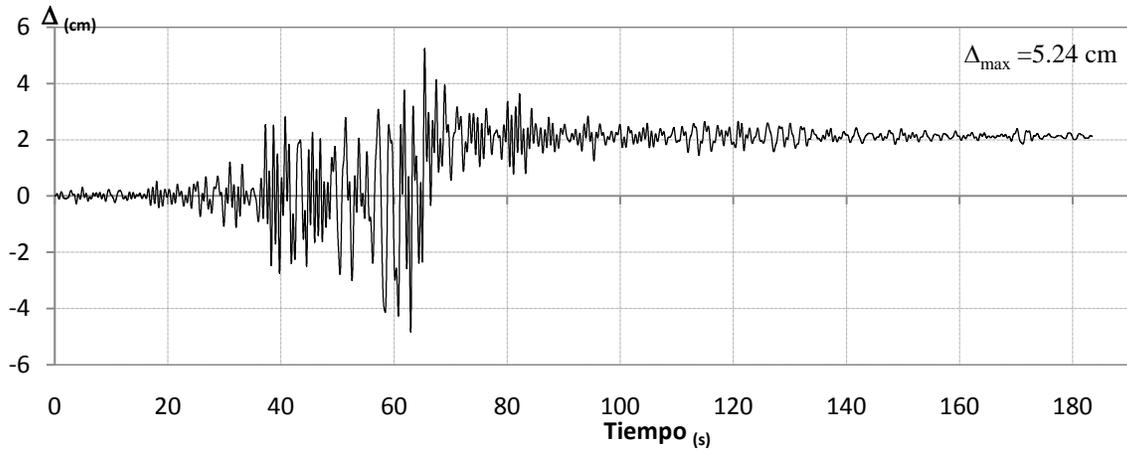
c.1) Zona I ( $\mu=3$  y  $\mu=2$ )



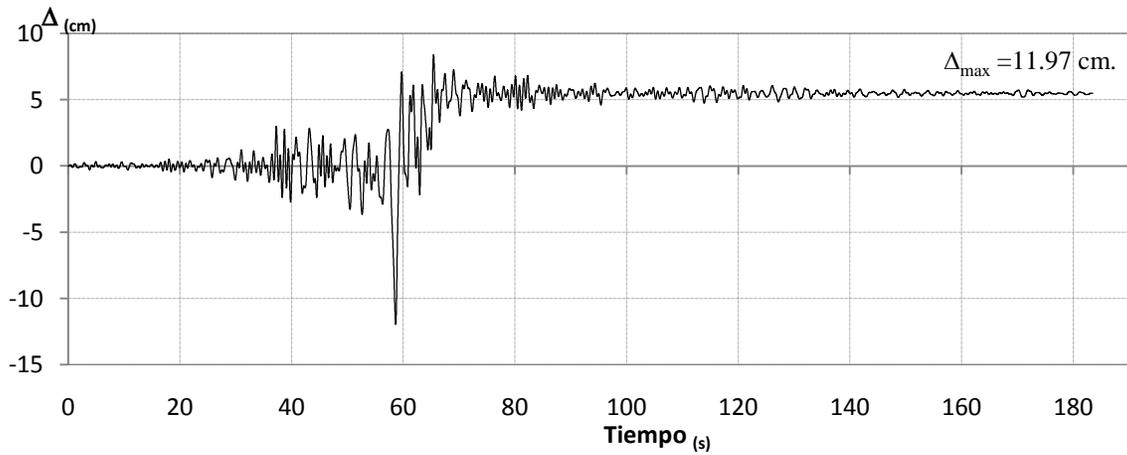
c.2) Zona II ( $\mu=3$ )



c.2) Zona II ( $\mu=2$ )

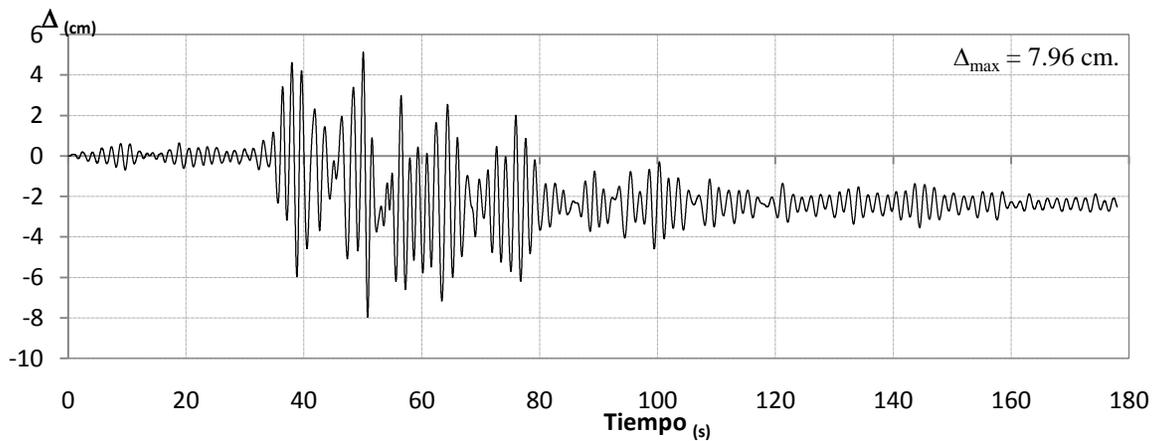


c.3) Zona III ( $\mu = 3$ )

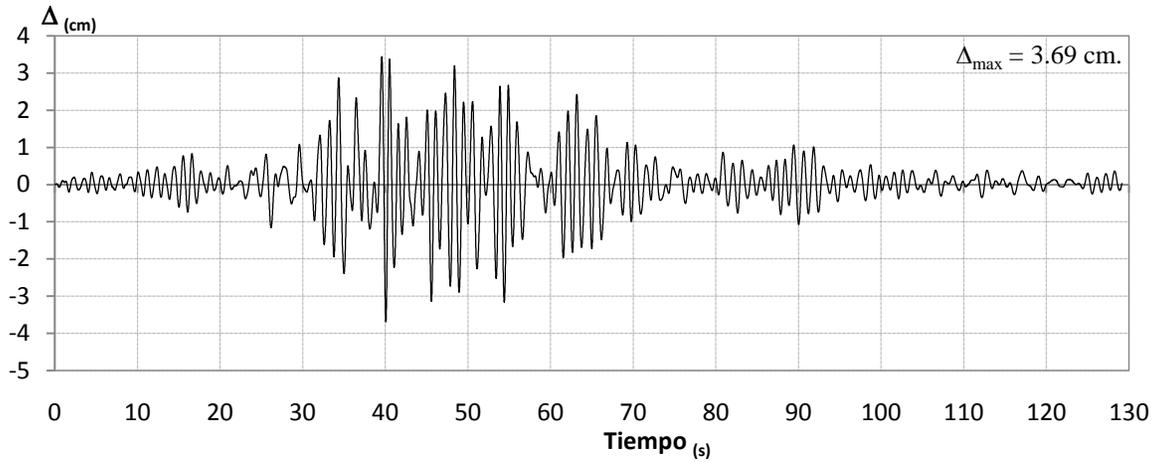


c.3) Zona III ( $\mu = 2$ )

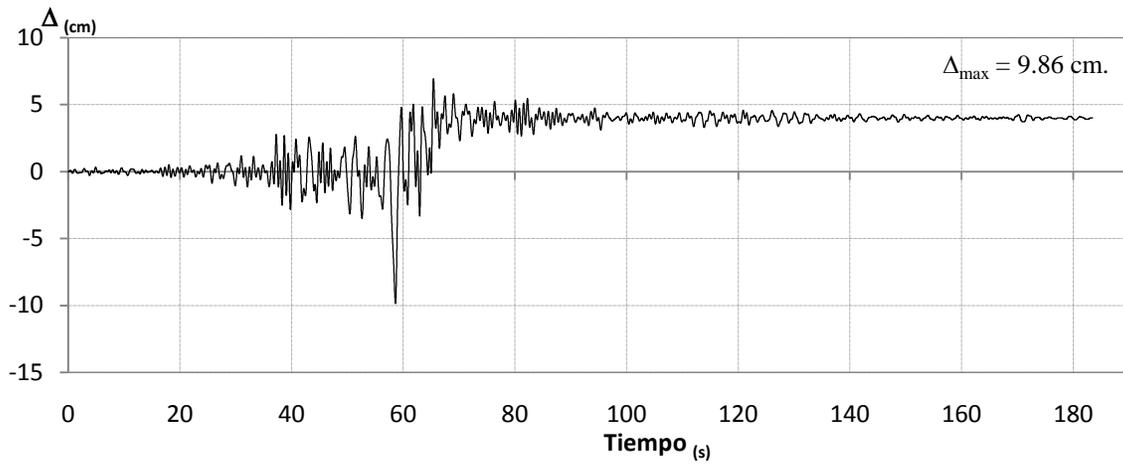
c) Columnas aisladas de sección rectangular



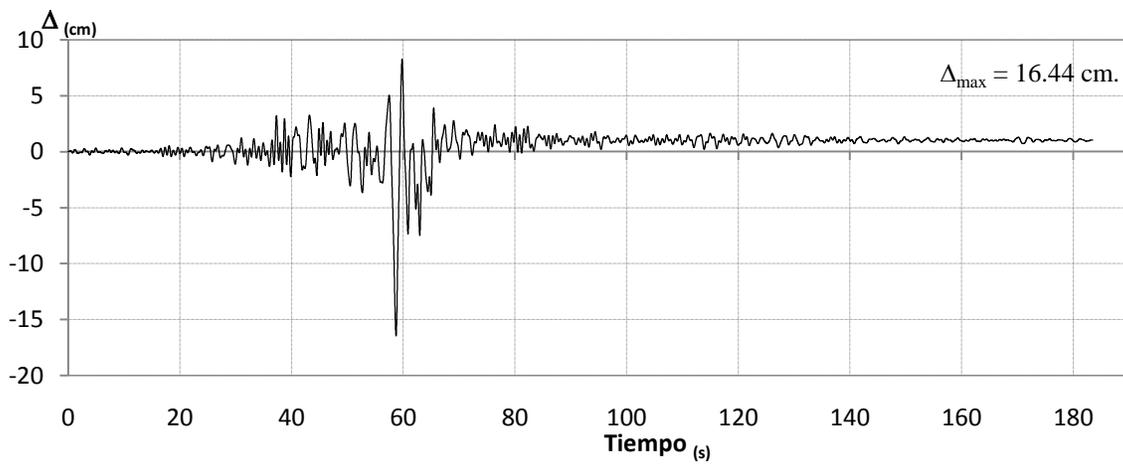
d.1) Zona I ( $\mu = 3$  y  $\mu = 2$ )



**d.2) Zona II ( $\mu=3$  y  $\mu=2$ )**



**d.3) Zona III ( $\mu = 3$ )**



**d.3) Zona III ( $\mu = 2$ )**

**d) Columnas aisladas de sección transversal circular**

- AASHTO (2007)**, “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, 4<sup>th</sup> Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, USA, 2004.
- ACI 318 (2005)**, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05),” American Concrete Institute, USA, 2005.
- Alcocer S.M. y López O. (1995)**, “El sismo de Kobe de 1995”, Revista de Ingeniería Civil, # 316, México 1995.
- Arroyo D. y Terán A. (2002)**, “Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía”, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 66, México, 2002.
- ATC-32 (1996)**, “Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations”, Applied Technology Council, Redwood City, California, USA, 1996.
- Bazán E. y Meli R. (2003)**, *Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México D.F., 2003.
- Berry M., Parrish M., y Eberhard M. (2004)**, “PEER Structural Performance Database User’s Manual Version 1.0, <http://www.ce.washington.edu/~peera1>. 2004.
- Bolt B. A. (1987)**, *Earthquakes: a primer*, W.H. Freeman and Company, San Francisco, EUA, 1987.
- Brachmann I., Browning J. and Matamoros A. (2004)**, “Drift-Dependent Confinement Requirements for Reinforced Concrete Columns Under Cyclic Loading,” ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 5, September-October 2004, pp. 669-677.
- Caltrans (1993)** “Bridge Design Specifications Manual”, California Department of Transportation, Division of Structures. Sacramento California, USA, 1993.
- Calvi G. y Kingsley G. (1995)** “Displacement-based seismic design of multi-degree of freedom bridge structures” Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 24, pp. 1247-1266.
- CFE (1993)**, “Manual de Diseño de Obras Civiles, Sección C.- Estructuras, Tema 1.- Criterios de diseño, Cap. 3.- Diseño por sismo.”, Comisión Federal de Electricidad, México, 1993.
- Chopra A. K. (1995)**, *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, USA., 1995.
- Clough R. W. y Penzien J. (1993)**, *Dynamics of Structures 2<sup>nd</sup> Edition* , McGraw-Hill, USA., 1993.
- Díaz Juan C. (2007)**, “Diseño sísmico de columnas de marcos transversales de puentes urbanos de concreto reforzado basado en desplazamiento”, Tesina de Especialización, Facultad de Estudios Superiores Aragón, UNAM, México, 2007.
- Eurocodigo 8 (1994)**, “Eurocode 8- Structures in seismic regions design. Part 2- Bridges”, Commission of the European Communities, Draft Report, March, 1994.
- Gómez S. I. (2007)**, *Análisis Sísmico Moderno: Ética aplicada*, Trillas, México, 2007.
- Gülkan P. y Sozen M. (1974)**, “Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquakes motions”, ACI Journal, 71.
- Hernández I.E. y Campos L.C. (2008)**, “Daños frecuentes originados por sismo en los puentes de la red Federal Mexicana”, Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, México, 2008.

- Hilber H.M., Hughes T.J. and Taylor R. L. (1977)**, “Improved numerical dissipation for time integration algorithm in structural dynamics” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5, pp. 283-292. 1977.
- Iwan W. (1980)**, “Estimating inelastic response spectra from elastic spectra,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 8, 1980, pp. 375-388.
- Kowalsky M. (1994)**, “Displacement based design – A methodology for seismic design applied to RC bridge columns”, Master’s thesis, University of California at San Diego, La Jolla, California, USA, 1994.
- Kowalsky M. J., Priestley M. J. N., & Macrae G. A. (1995)**, “Displacement-based design of RC bridge columns in seismic regions”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 1623-1643, 1995.
- Lawson R.S. Vance V. y Kawinkler H. (1994)**, “Nonlinear Static Push-Over Analysis: Why, When, and How?”, *Proc. Fifth US National Conference on Earthquake Engineering*, Chicago, Illinois. Ed. Earthquake Engineering Research Institute. Vol. 1: 283.292.
- Mander J. B., Priestley M. J. N., and Park R. (1988)**, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8, August, 1988, pp. 1804-1826.
- Menegotto M. y Pinto P. E. (1973)** "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending," *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 15-22.
- Miranda E. (1993)**, “Site –dependent strength reduction factors”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 12, 1993.
- Miranda E. (1994)**, “Observaciones a los criterios de diseño sismorresistente del reglamento de construcciones para el Distrito Federal,” *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 50, México, 1994, pp. 15-30.
- Miranda E., Ordaz M., Alonso J. y Montoya C. (1996)**, “Evaluación simplificada del riesgo sísmico de edificios en la ciudad de México”, *Reporte Interno 6514*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1996.
- Miranda E. y Ruiz-García J. (2002)**, “Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 31, 2002, pp. 539-560.
- Mireles V. R. (2002)**, “Diseño Ductilidad y Sobrerresistencia en Subestructuras de Puentes Urbanos de Concreto Reforzado” Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado del la facultad de Ingeniería, UNAM, México, 2002.
- Mireles V. R. y Reinoso E. (1997)**, “Diseño Sísmico de Puentes”, *Memoria del XI congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Ver., México, 1997.
- Newmark N. M. (1959)**, "A method of computation for structural dynamics," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 85, No. EM3, pp. 67-94.
- Newmark N. y Hall, W. (1982)**, *Earthquake Spectra and Design*. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, USA, 1982.
- Newmark N. y Rosenblueth E. (1971)**, “Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Editorial Diana S. A., México, 1971.
- NSZ 3101 (1982)**, “Standard Association of New Zealand, Code of Practice for Design of Concrete Structures, NSZ 3101 Part 1: 1982”, Wellington, New Zealand, 1982.

- NTC-Concreto (2004)** “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto,” Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F., 2004.
- NTC-Sismo (2004)**, “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, 2004.
- Ordaz M. y Perez-Rocha L. E. (1998)**, “Estimation of Strength-Reduction Factors for Elastoplastic Systems: A New Approach,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 27, 1998, pp. 889-901.
- Panagiotakos T.B. y Fardis M.N. (2001)**, “Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate”, *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 2, March-April 2001, pp. 135-148.
- Park R., Priestley M. J. N., and Gill W. G. (1982)**, “Ductility of Square-Confined Concrete Columns,” *Journal of Structural Division, Proceedings ASCE*, Vol. 108, No. ST4, April 1982, pp. 929-950.
- Paulay T. and Priestley M. J. N. (1992)**, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*, John Wiley & Sons, 1992, USA, 1992.
- Pérez L. E. y Ordaz M. (1991)**, “Calculo rápido de espectros de respuesta inelásticos”, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Vol. 1, Manzanillo, Colima, México, 1991.
- Priestley M. J. N. (2000)**, “Performance Based Seismic Design”, 12<sup>th</sup> World Conference Earthquake Engineering, New Zealand, 2000.
- Priestley M. J. N., Seible F. y Calvi G. M. (1996)**, *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, USA, 1996.
- RCDF (2004)**, “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, 2004.
- Reinoso E. (1996)**, “Algunos resultados recientes sobre el peligro sísmico en la ciudad de México”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, # 53, 1996, pp. 1-24, México, 1996.
- Riobóo J. M. y Arce J.C. (1997)**, “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Puentes Urbanos. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Comité de Normas para el Diseño y Construcción de Puentes Urbanos, México, 1997.
- Rivera D. (2005a)**, “Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la ciudad de México”, Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México 2005.
- Rivera D. (2005b)**, “Revisión de los métodos aproximados para calcular demandas de desplazamiento inelástico en suelos blandos”, *Memorias de XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, México, 2005.
- Rivera D. (2007)**, “Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos”, Cuadernos de investigación del Centro Nacional de Prevención de Desastres, Subdirección de estructuras y geotecnia No. 51, México, 2007.
- Rivera D. y Meli R. (2004)**, “Capacidad de desplazamiento lateral de columnas de puentes de concreto reforzado”, *Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Acapulco, Gro., México, 2004, pp. 1-18.
- Rivera D. y Meli R. (2008)**, “Procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado”, *Revista de Ingeniería Sísmica* No. 79- 23, México, 2008.

- Rodríguez M. E. y Botero J. C. (1996)**, “Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México”, Serie # 575 del Instituto de Ingeniería, UNAM. 1996
- Rosenblueth E. y Herrera I. (1964)**, “On a kind of hysteretic damping,” Journal of Engineering Mechanics Division ASCE, 1964, Vol. 90, No. EM4, pp. 37-48.
- Rosenblueth E., Singh S. K., Ordaz M. y Sanchez-Sesma F. (1987)**, “Espectros de Diseño para el Distrito Federal”, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Qro., México, 1987, pp. A1-A17.
- Ruiz J. y Miranda E. (2004)**, “Inelastic displacement ratios for design of structures on soft soil sites”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 12, 2004.
- Saatcioglu M. y Razvi S. R. (2002)**, “Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement”, ACI Structural Journal, Vol. 99, No.1, pag. 3-11.
- Sakai K. y Sheikh S.A. (1989)**, “What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)”, ACI Structural Journal, Vol. 86, No.2, pag. 192-207.
- Santa Ana P. (1996)**, “Demandas de desplazamiento inelástico en estructuras en la zona blanda de la ciudad de México”, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1996.
- Sauter F. (1989)**, *Fundamentos de Ingeniería Sísmica Vol. I*, Edit. Tecnológica de Costa Rica, 1989.
- Scott B. D., Park R. and Priestley M. J. N. (1982)**, “Stress-Strain Behaviour of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates,” ACI Journal, Vol. 79, No. 1, January-February 1982, pp. 13-27.
- SCT (2001)**, “Normativa para la infraestructura del transporte (Normativa SCT), N-Proy-Car-6-01-005/01”, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, 2001.
- SeismoStruct V.4.**, “Computer Program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures”.
- Spacone E., Filippou F.C., & Taucer F.F. (1996a)**, “Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp. 711-725, 1996.
- Spacone E., Filippou F.C., & Taucer F.F. (1996b)**, “Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part II. Applications”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, pp. 727-742, 1996.
- SPD (2003)**, “Structural Performance Database”, <http://www.ce.washington.edu/~peeral>
- Torres A. (2008)**, “Predicción de las demandas de desplazamiento inelástico de construcciones cimentadas en suelos firmes y de transición”, Tesis de licenciatura para obtener el título de Ingeniero Civil, FES-Acatlan, UNAM, México, 2008.
- Wehbe N., Saiidi M., Sanders D. (1999)**, “Seismic Performance of Rectangular Bridge Columns with Moderate Confinement,” ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 2, March-April 1999, pp. 248-258.
- Zahn F. A., Park R., Priestley M. J. N., and Chapman H. E. (1986)**, “Development of Design Procedures for the Flexural Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns,” Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 19, No. 3, September 1986, pp. 200-212.