



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS**

**PREDICCIÓN DE LAS CAPACIDADES DE RESISTENCIA A
FLEXOCOMPRESIÓN Y DE DESPLAZAMIENTO LATERAL DE
COLUMNAS DE CONCRETO PRESFORZADO EN ZONAS SÍSMICAS**

**TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:
ALBERTO EZEQUIEL LEÓN TAMAYO**

**TUTOR:
MARIO E. RODRÍGUEZ – INSTITUTO DE INGENIERIA**

MÉXICO, D.F. SEPTIEMBRE DE 2015



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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. Roberto Meli Piralla

Secretario: Dr. Oscar Alberto López Bátiz

Vocal: Dr. Mario Emilio Rodríguez Rodríguez.

1er. Suplente: Dr. José Alberto Escobar Sánchez

2do. Suplente: Dr. José Ignacio Restrepo Posada

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. MARIO E. RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ

FIRMA

DEDICATORIA:

A mis padres:

Por darme la confianza y el apoyo incondicional que necesite a lo largo mis estudios y de mi vida, que, con su cariño, formaron a la persona que soy. Estas líneas no alcanzan para demostrarles lo agradecido que estoy con ustedes, pero en especial, muchas gracias ya que a pesar de la distancia nunca me hicieron sentir lejos.

A mi hermano:

Sin ti, muchas cosas que hago no tendrían tanto sentido, eres y siempre serás mi ejemplo a seguir.

A Alejandra:

A ti te doy las gracias por ayudarme a ver las cosas con mayor claridad, que, con tu amor, tu paciencia y los ánimos que siempre me das, son factores que me ayudaron, y estoy seguro me seguirán ayudando por mucho, mucho tiempo.

A mi tía Olivia:

Por confiar y creer siempre en mí, además te agradezco, ya que gracias a ti me elegí ser ingeniero.

RECONOCIMIENTOS:

Este trabajo fue realizado en las instalaciones del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, bajo la estricta supervisión del Dr. Mario Rodríguez, que, con su experiencia y conocimiento, dirigió y realizó sugerencias importantes en la elaboración de esta tesis y al cual se agradece todo el tiempo y apoyo brindado en este trabajo.

Se agradece al Gobierno del Distrito Federal (GDF) por el patrocinio a este estudio, dentro del proyecto “Resistencia a Flexión y Capacidad de Deformación de Columnas para Puentes de Concreto Presforzado en Zonas Sísmicas”. De igual manera se agradece al Dr. Miguel Torres por información que ayudo a esta investigación, además al Dr. Jose I. Restrepo de la UCSD por proporcionar la versión original del programa Momento – Curvatura, el cual se modificó y fueron las bases para la programación del software *ColAnalysis V6.0*. De la misma forma al M.I. Dandy Roca y al M.I. Ramón Rodelo, por sus aportaciones y/o recomendaciones en la elaboración de esta tesis.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por su apoyo para la realización de mis estudios de posgrado, así como el impulso que brinda para mejorar la educación en nuestro país.

Además, se aprecia el trabajo de revisión que impartieron mis sinodales al leer y aportar sus comentarios, que sin duda ayudaron a mejorar este trabajo.

ÍNDICE

RESUMEN	8
1.- INTRODUCCIÓN	9
1.1.- ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN	9
1.2.- OBJETIVOS Y ALCANCES	10
2.- CONFINAMIENTO EN LA SECCIÓN.....	11
2.1.- CONFINAMIENTO EN ELEMENTOS DE CONCRETO.....	11
2.1.1.- <i>Confinamiento Efectivo</i> 15	
2.1.2.- <i>Coeficiente de Confinamiento Efectivo</i> 17	
2.2.- REGIONES DE CONCRETO	18
3.- MODELOS CONSTITUTIVOS ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA MATERIALES.....	22
3.1.- INTRODUCCIÓN.....	22
3.2.- CONCRETO	22
3.2.1.- <i>Concreto Confinado</i> 22	
3.2.2.- <i>Concreto no confinado</i> 27	
3.2.3.- <i>Concreto Parcialmente Confinado</i> 28	
3.3.- ACERO CONVENCIONAL	29
3.3.1.- <i>Modelo Elastoplástico con Endurecimiento Curvo</i> 29	
3.4.- ACERO DE PRESFUERZO.....	32
4.- CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EN SECCIONES DE COLUMNAS DE CONCRETO.....	40
4.1.- INTRODUCCIÓN.....	40
4.2.- MODELO PROPUESTO PARA LA PREDICCIÓN DEL INICIO DEL PANDEO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS SOMETIDAS A ACCIONES SÍSMICAS.....	40
4.3.- PREDICCIÓN DE LA DEFORMACIÓN ULTIMA DE LA SECCIÓN, ASOCIADA A LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN MÁXIMA DEL NÚCLEO DE CONCRETO.	45
4.3.1.- <i>Deformación ultima asociada a la ruptura del refuerzo transversal</i> 45	

4.3.2.-	<i>Deformación ultima asociada al aplastamiento del núcleo de concreto</i>	55
4.4.-	MODELO PROPUESTO PARA LA PREDICCIÓN DEL INICIO DEL PANDEO DE LOS CABLES DE PRESFUERZO ADHERIDO.	60
5.-	CAPACIDAD A FLEXOCOMPRESIÓN DE COLUMNAS DE CONCRETO PRESFORZADO	65
5.1.-	INTRODUCCIÓN.....	65
5.2.-	MODELO ANALÍTICO PARA EL CÁLCULO DE LAS FUERZAS EN LOS TORONES DE PRESFUERZO DE UNA COLUMNA	69
5.2.1.-	<i>Computo del incremento de la fuerza en el primer lecho de presfuerzo</i>	70
5.2.2.-	<i>Computo de la fuerza actuante en el segundo lecho de presfuerzo</i>	74
5.2.3.-	<i>Comentarios adicionales</i>	75
6.-	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN LATERAL DE COLUMNAS.....	77
6.1.-	INTRODUCCIÓN.....	77
6.2.-	DESPLAZAMIENTO LATERAL ELÁSTICO.....	77
6.3.-	DESPLAZAMIENTO LATERAL INELÁSTICO Y MÁXIMO	80
7.-	COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LA PREDICCIÓN PROPUESTA DE LA CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO Y RESISTENCIA, Y RESULTADOS EXPERIMENTALES DE COLUMNAS PRESFORZADAS	86
7.1.-	INTRODUCCIÓN.....	86
7.2.-	DATOS EXPERIMENTALES DE COLUMNAS PRESFORZADAS ANALIZADAS	86
7.3.-	COMPARATIVA ENTRE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN EN COLUMNAS DE CONCRETO PRESFORZADO ENSAYADAS EXPERIMENTALMENTE Y EL MODELO PROPUESTO.	91
7.4.-	COMPARATIVA ENTRE EL DESPLAZAMIENTO ÚLTIMO EN COLUMNAS DE CONCRETO PRESFORZADO ENSAYADAS EXPERIMENTALMENTE Y EL MODELO PROPUESTO.	92

7.5.- VALIDEZ DE LAS ECUACIONES PARA LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO, RESPECTO A UN ANÁLISIS POR EQUILIBRIO.	94
8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	96
9.- BIBLIOGRAFÍA	98
APÉNDICE A.....	103

RESUMEN

El diseño sísmico de elementos estructurales está enfocado principalmente a la capacidad de deformación y resistencia de dichos miembros. Esta capacidad es importante porque de ella depende la integridad de la estructura durante un sismo. Es por ello la importancia de determinar de una manera acertada esta capacidad.

En esta investigación se emplean expresiones para estimar el momento resistente de columnas para puentes de concreto presforzado en zonas sísmicas, basadas en las de Restrepo y Rodríguez (2013). Además, se propone un procedimiento para calcular la curvatura última asociado a dos modos de falla. El primero correspondiente a la ruptura de refuerzo transversal, este procedimiento está basado en el principio de energía de deformación. El segundo modo de falla ocurre cuando se supera la capacidad de deformación axial del elemento, por lo cual se propone un procedimiento para el cómputo de esta capacidad. Se propone un procedimiento para determinar la respuesta a la deformación lateral, tanto de columnas de concreto reforzado como de tipo presforzado, para lo cual se emplea una propuesta para el cómputo de la longitud plástica.

Dichos procedimientos se calcularon con el software *ColAnalysis V6.0* que el autor desarrolló en un ambiente gráfico con la herramienta computacional *MATLAB*. Los resultados de emplear estos procedimientos se compararon con resultados de ensayos de columnas para puentes estudiadas en Japón, Estados Unidos y Nueva Zelanda. Con base en los resultados encontrados se dan recomendaciones para el diseño sísmico para estos tipos de columnas, tanto reforzadas, como presforzadas.

1.- INTRODUCCIÓN

1.1.- Antecedentes y Justificación

En la construcción, es común que el ingeniero de la práctica se incline por la aplicación de sistemas estructurales prefabricados presforzados, ésto debido a las ventajas constructivas y a la progresiva investigación de su comportamiento sísmico, lo cual permite mejorar los procedimientos aplicados en el diseño de las estructuras.

En la mayoría de los casos aplicados, se ha observado que la falla por sismo para elementos presforzados se ha atribuido al bajo desempeño en la capacidad de distorsión de sus columnas para absorber las demandas sísmicas. Esta limitación comúnmente es atribuida a una escasa cuantía de acero de refuerzo transversal, el cual debe proporcionar un adecuado confinamiento al núcleo del concreto.

Actualmente algunos países han rediseñado sus reglamentos de construcción con requisitos más estrictos en el refuerzo transversal para las columnas de concreto, sin embargo, existen reglamentos en los que esta evolución reglamentaria aún no se presenta, siendo éste el caso de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal.

En el diseño por capacidad de elementos de concreto reforzado se requiere conocer la resistencia probable a flexión. En la práctica usual el cálculo de esa resistencia está basado en los requisitos del ACI318-14 (2014), o en el caso de puentes, en los de la ASSHTO (2012), los cuales no siempre suelen estar del lado de la seguridad cuando se diseña por capacidad, como ha sido demostrado por Restrepo y Rodriguez (2013). Esto se debe a que en columnas, subestimar la capacidad resistente a flexión, llevará también a subestimar el cortante sísmico que se emplea en un diseño por capacidad.

1.2.- Objetivos y Alcances

El objetivo de esta investigación es el de proporcionar herramientas confiables para la estimación de la respuesta última tanto en resistencia a momento flexionante como en cortante, además del desplazamiento lateral para columnas de concreto pretensado y además proponer recomendaciones para el diseño de éstas en zonas sísmicas, proporcionando un nivel adecuado de desempeño.

En este trabajo, se emplean análisis paramétricos de la respuesta no lineal en columnas de concreto presforzado que incluye parámetros como el nivel de carga axial actuante, cuantías de acero refuerzo longitudinal y transversal además de la resistencia del concreto, esto con la finalidad de realizar una revisión de los aspectos importantes en el diseño sísmico de columnas presforzadas, haciendo énfasis en la capacidad de deformación lateral.

En esta investigación, además se tiene como objetivo proporcionar un software de análisis de carácter libre para el análisis de columnas rectangulares y circulares con y sin presfuerzo, desarrollado y validado con resultados experimentales.

2.- CONFINAMIENTO EN LA SECCIÓN

2.1.- Confinamiento en elementos de concreto

La Figura 2.1 muestra un elemento de concreto sometido a un esfuerzo de compresión f_{cc} y en sus caras laterales sometido a los esfuerzos de confinamiento f'_l , como resultado de este confinamiento se tiene que $f'_{cc} > f'_c$.

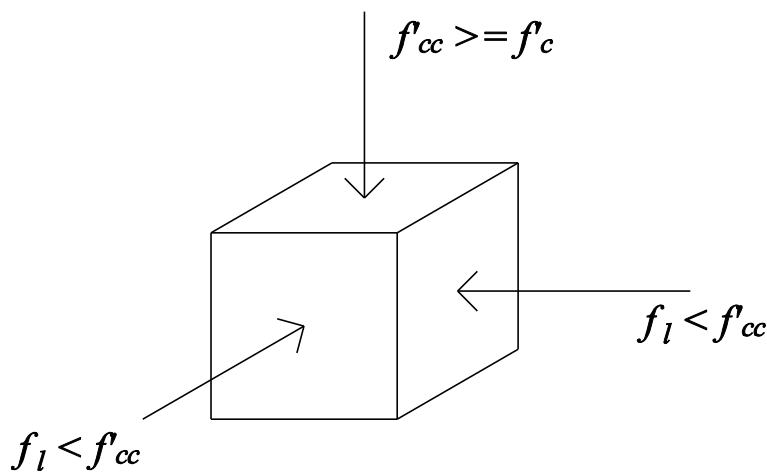


Figura 2.1 - Confinamiento en un elemento de concreto.

Richart et al. (1929) efectuaron ensayos en compresión de cilindros dentro de una cámara de aceite con una presión igual a f'_l . Encontró que el fluido aportaba un confinamiento “activo”, es decir que, f'_l se mantenía constante desde el inicio de la carga axial en el cilindro. Este confinamiento es diferente que el denominado “pasivo”, como es el caso de zunchos o estribos cerrados, los cuales requieren la dilatación del concreto para que ocurra el confinamiento. Richart et al. (1929) encontraron que el esfuerzo de compresión, f'_{cc} y el de confinamiento, f'_l estaba relacionados por:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + k_c \frac{f'_l}{f'_c} \quad (2.1)$$

Donde:

$$k_c = 4.1$$

Como se menciona, el efecto producido por el confinamiento lateral nos proporciona un aumento en la resistencia del concreto, la Figura 2.2 muestra la curvas esfuerzo-deformación que se obtendrían para concretos no confinado (línea llena) y confinado (línea punteada).

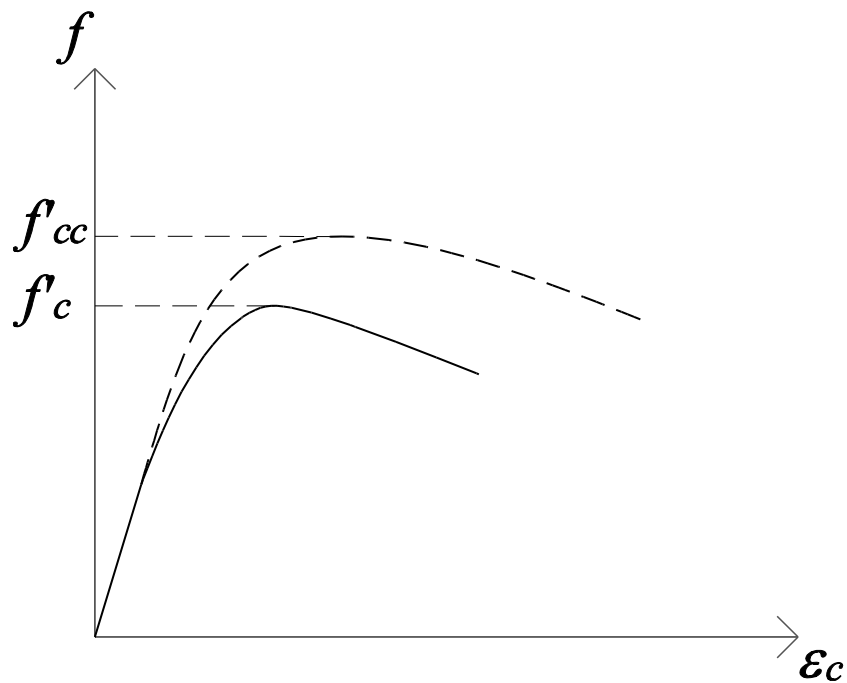


Figura 2.2 - Curvas esfuerzo-deformación para concretos no confinado y confinado.

Mander et al (1988), propusieron una expresión para f'_{cc}/f'_c , la que expresada en la forma de la ecuación de Richart et al (1929) lleva al siguiente valor de k_c :

$$k_c = \frac{2.254}{\frac{f'_l}{f'_c}} \left(\sqrt{1 + 7.94 \frac{f'_l}{f'_c}} - 1.254 \right) - 2 \quad (2.2)$$

De esta expresión, f'_l es el esfuerzo de confinamiento lateral efectivo, que resulta de considerar el volumen de concreto con confinamiento efectivo, que dependiendo la forma de la sección será calculado de la siguiente manera:

a) Para secciones circulares:

$$f'_l = 0.50 \rho_s f_{yh} \quad (2.3)$$

b) Para secciones rectangulares:

$$f'_l = \max(f'_{lx}, f'_{ly}) \quad (2.4)$$

La Figura 2.3 muestra los resultados obtenidos para la relación f'_{cc}/f'_c , empleando la propuesta de Richart et al. (1929) y la de Mander et al (1988), los resultados obtenidos están en función de f'_l/f'_c . Se aprecia que los resultados obtenidos con el parámetro de Richart y los propuestos por Mander son semejantes.

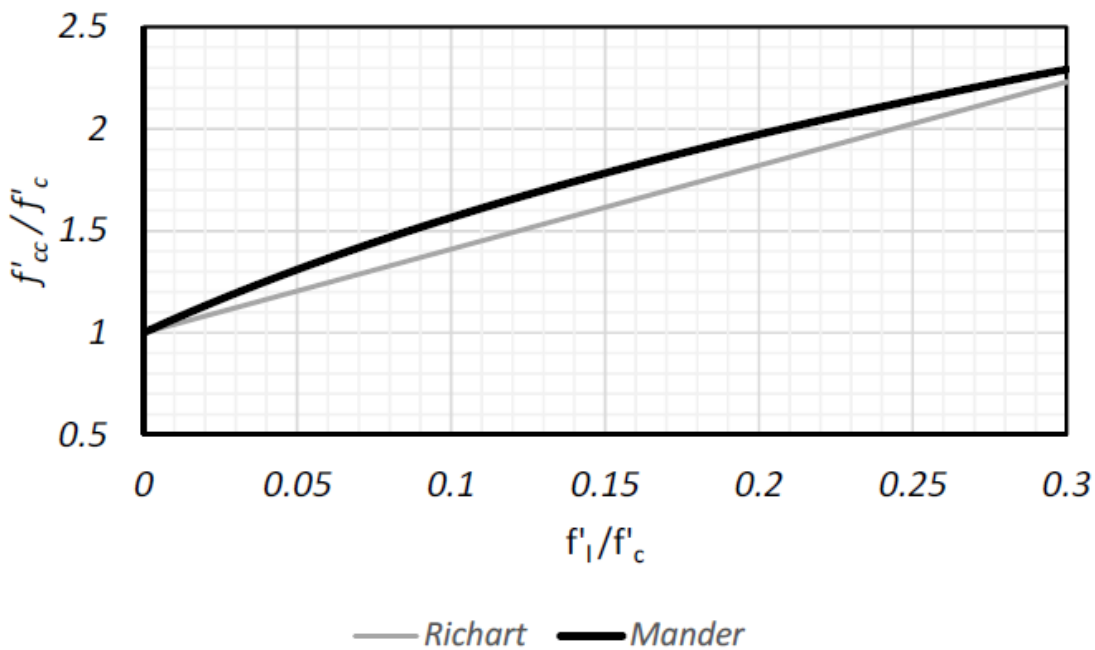


Figura 2.3 - Parámetro k_c en los modelos de Richart et al. (1929) y Mander et al. (1988) para la resistencia a compresión de un concreto confinado (Rodríguez, 2014).

Los modelos anteriores para el cómputo de la resistencia a compresión de secciones confinadas consideran que el confinamiento es el mismo en ambas direcciones. Sin embargo en secciones rectangulares es frecuente encontrar confinamientos diferentes en las direcciones x y y , por lo cual se procede a calcular f'_{cc} con la siguiente expresión:

$$f'_{cc} = (f'_c + k_c f'_l) \alpha_2 \quad (2.5)$$

Donde el factor α_2 propuesto por Mander (1988), es un coeficiente de reducción de esfuerzo provocado por una presión de confinamiento diferente en ambas direcciones, es decir:

$$f'_{lx} \neq f'_{ly} \quad (2.6)$$

De cumplirse la condición anterior, con los valores efectivos de esfuerzos de confinamiento f'_{lx} y f'_{ly} se puede emplear la gráfica de la Figura 2.5 (Mander et al., 1988). En esta Figura f'_{l1} es el menor de los esfuerzos f'_{lx} y f'_{ly} , mientras que f'_{l2} es el mayor de estos esfuerzos. Este caso de confinamiento diferente en las direcciones x y y ocurre generalmente en secciones rectangulares de elementos de concreto con estribos.

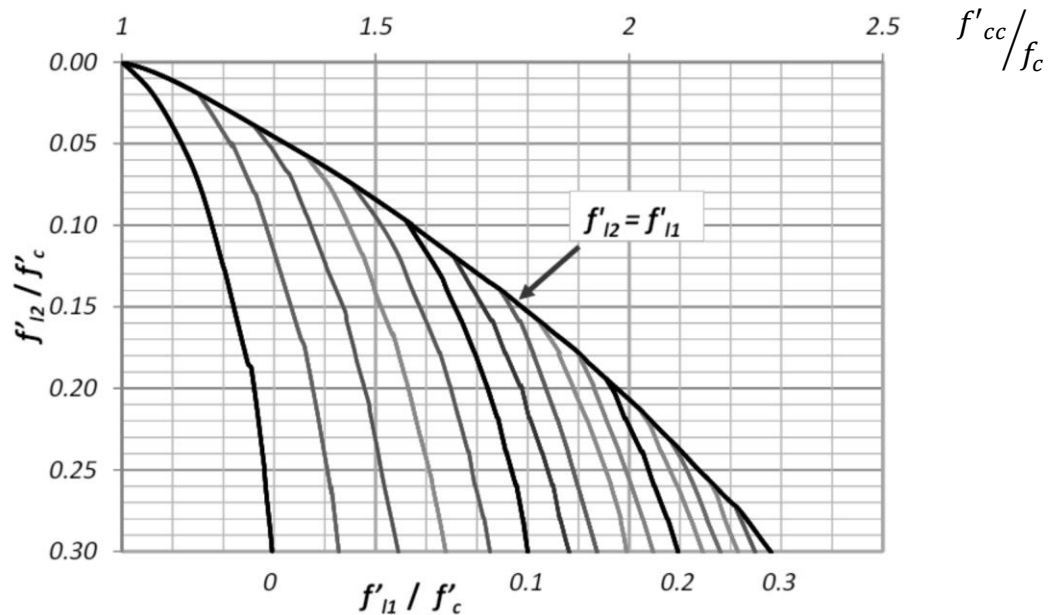


Figura 2.4 - Resistencia a compresión de secciones confinadas para el caso de diferentes esfuerzos efectivos de confinamiento en las direcciones x y y (Mander et al., 1988).

2.1.1.- Confinamiento Efectivo

A pesar que se induce una presión ejercida por el acero transversal, no todo el núcleo que dicho refuerzo confina estará afectado de igual manera por la presión ejercida, si no, que existen una zona la cual no cuenta con una presión de confinamiento capaz de llevar el concreto al valor de f'_{cc} .

La Figura 2.5 muestra el efecto de este fenómeno al que denominaremos “Efectos de Arco”.

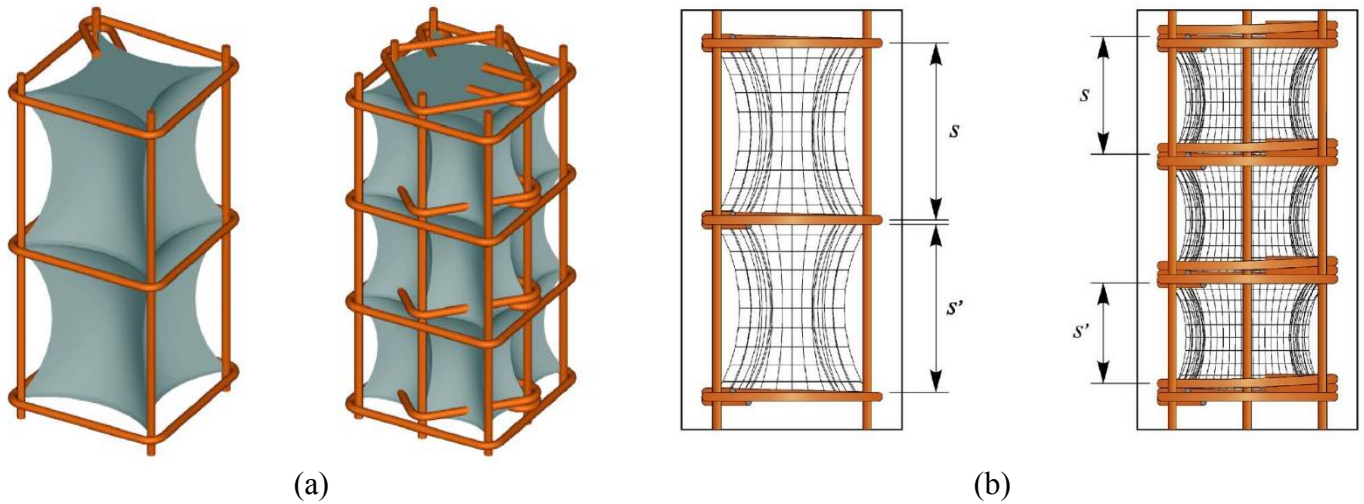


Figura 2.5 - Representación del núcleo efectivamente confinado (a), efecto del espaciamiento en los efectos de arco vertical (b) (Paultre y Légeron, 2008).

El factor de confinamiento efectivo reconoce la diferencia en el comportamiento del concreto para diferentes regiones dentro del núcleo debido a los efectos de arco. El uso de este factor es para tomar en cuenta la reducción de la presión de confinamiento lateral producto de la variación que existe en el comportamiento esfuerzo-deformación de concreto para diferentes regiones dentro del núcleo. Esto se hace para simplificar el análisis de la sección crítica, mediante el empleo de una forma simple del núcleo efectivo de concreto a ser evaluado y para tener en cuenta la influencia del efecto de arco en la columna y su efecto sobre la estimación de la resistencia y ductilidad en la columna.

Además, es importante definir los valores para el ángulo tangente inicial de los arcos, el cual se deriva a partir de un análisis de regresión de los datos experimentales para proporcionar una correlación aceptable entre los resultados experimentales y los modelos de esfuerzo-deformación del núcleo de concreto.

La medición directa del ángulo y el área de núcleo parcialmente confinado durante los experimentos es sumamente complejo, y, por lo tanto, es imposible compararlo con resultados experimentales. A pesar de lo anterior, existen diversas investigaciones que han estimado el valor del ángulo tangente inicial, modelos propuestos por Sargin et al (1971), Sheikh y Uzumeri (1982), Mander et al (1988) y Watanabe et al (1980), sirven como antecedentes de estudio a este tema (ver Figura 2.6), criterios que entre sus resultados son aproximadamente iguales para columnas de sección transversal reducidas, pero para columnas con secciones grandes se empieza a notar una diferencia importante.

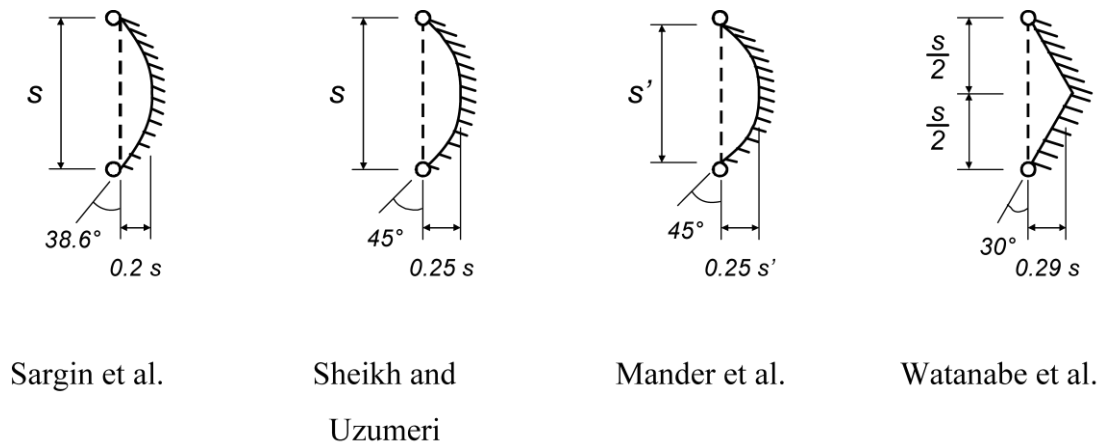


Figura 2.6 - Propuestas para efectos de arco (Presland et al, 1999).

En la actualidad el criterio más aceptado es el propuesto por Mander et al (1988), siendo el que se aproxima de mejor manera a distintas configuraciones de sección, producto de diferentes arreglos de acero longitudinal y transversal.

2.1.2.- Coeficiente de Confinamiento Efectivo

El coeficiente de confinamiento efectivo, k_e , es la razón entre el área con confinamiento efectivo, A_e , y el área del núcleo de concreto medido de extremos exteriores de las ramas perimetrales del refuerzo transversal, A_{ch} .

$$k_e = \frac{A_e}{A_{ch}} \quad (2.8)$$

Dependiendo la forma geométrica de la sección, se emplean expresiones las cuales aproximan el valor de k_e .

a) Sección Circular

El área efectiva de la sección confinada en una sección transversal a media altura entre estribos consecutivos, A_e , es:

$$A_e = \pi \frac{d_s}{4} \left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2 \quad (2.9)$$

En la cual, d_s , es la distancia medida de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal, y, s' , es la separación libre de estribos consecutivos.

Mientras que, A_{cc} , para deformaciones en compresión mayores alrededor de 0.004, se pierde el recubrimiento de concreto y el área confinada es:

$$A_{cc} = \pi \frac{d_s^2}{4} - A_{st} \quad (2.10)$$

Otra consideración que se realiza es que, con la idealización de los arcos de confinamiento se puede establecer zonas en la cual el concreto tiene diferente respuesta en función del nivel de confinamiento, esto es llamado “regiones de concreto”

2.2.- Regiones de Concreto

Se hará la consideración de su comportamiento de esfuerzos dependiendo de la zona en la que se encuentre que a su vez está en función del confinamiento a la que esté sometido. Para esto se hace la distinción del concreto en tres grupos: concreto

confinado, concreto parcialmente confinado y concreto de recubrimiento, como se ilustra en la Figura 2.7.

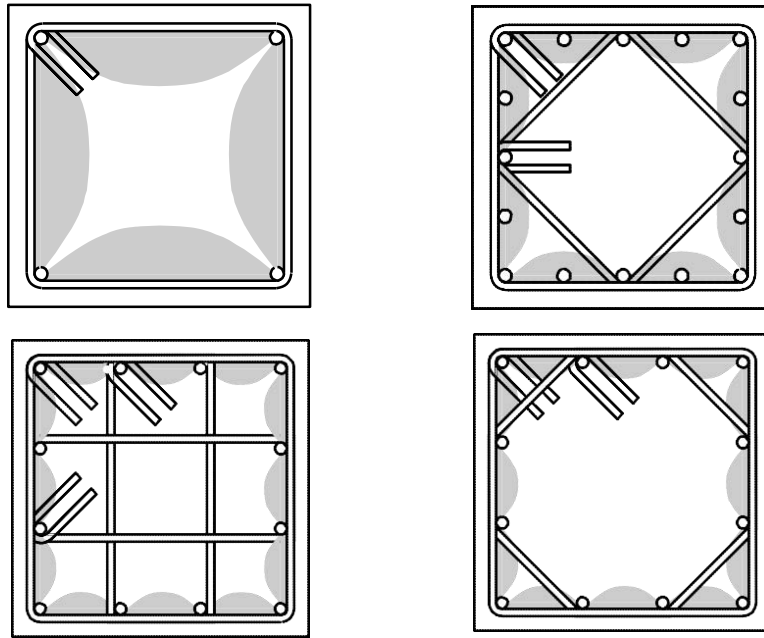


Figura 2.7 - Ejemplificación de las zonas de concreto confinado para una sección cuadrada, en función del tipo de arreglo transversal (Presland et al, 1999).

De la figura anterior, es notorio ver que el área que los arcos definen está en función del arreglo de acero transversal, específicamente del número de barras longitudinales que se encuentren arriostradas, ya que cada arco se forma entre barras arriostradas.

Una de las dificultades de usar el modelo de arcos para determinar la respuesta del concreto según su confinamiento, es el conocer el área que está siendo influenciada por éste (Figura 2.8), ya que requiere conocer el área de una parábola, y requiere un largo proceso de cómputo. Es por esta dificultad que se propone la simplificación de usar áreas efectivas, en la cual se sustituyen los arcos parabólicos por áreas cuadriláteras equivalentes, las cuales son mucho más simples de analizar.

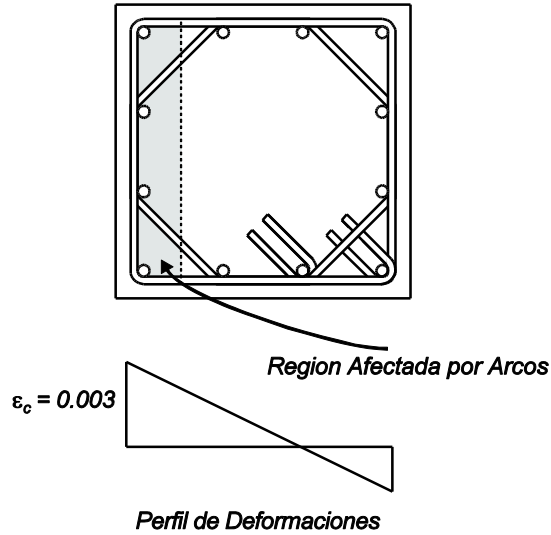


Figura 2.8 – Área en la sección bajo la influencia del efecto de arco (Presland et al, 1999).

La equivalencia de áreas mostrada en la Figura 2.9 es una propuesta de Presland et al (1999), en el cual se hace un área cuadrilátera equivalente del núcleo efectivamente confinado, para esto se determina la longitud máxima del arco vertical y horizontal con uso de las siguientes expresiones.

$$a_v = \frac{W'}{4} \tan \theta \quad (2.11)$$

$$a_h = \frac{S'}{4} \tan \theta \quad (2.12)$$

Donde W' , es la distancia libre entre barras longitudinales arriostras, S' es la distancia libre entre niveles de estribos consecutivos, mientras que θ , es el ángulo tangente inicial de los arcos el cual se aprecia en la Figura 2.6. Una vez determinado estas longitudes se define la proyección de la superficie de área efectiva de concreto confiando, la cual tiene una profundidad D_{cc} que define un rectángulo con área igual al área efectiva del concreto confiando. El parámetro D_{cc} es igual a:

$$D_{cc} = D_c - 2 \left(a_v + \frac{2}{3} a_h \right) \quad (2.13)$$

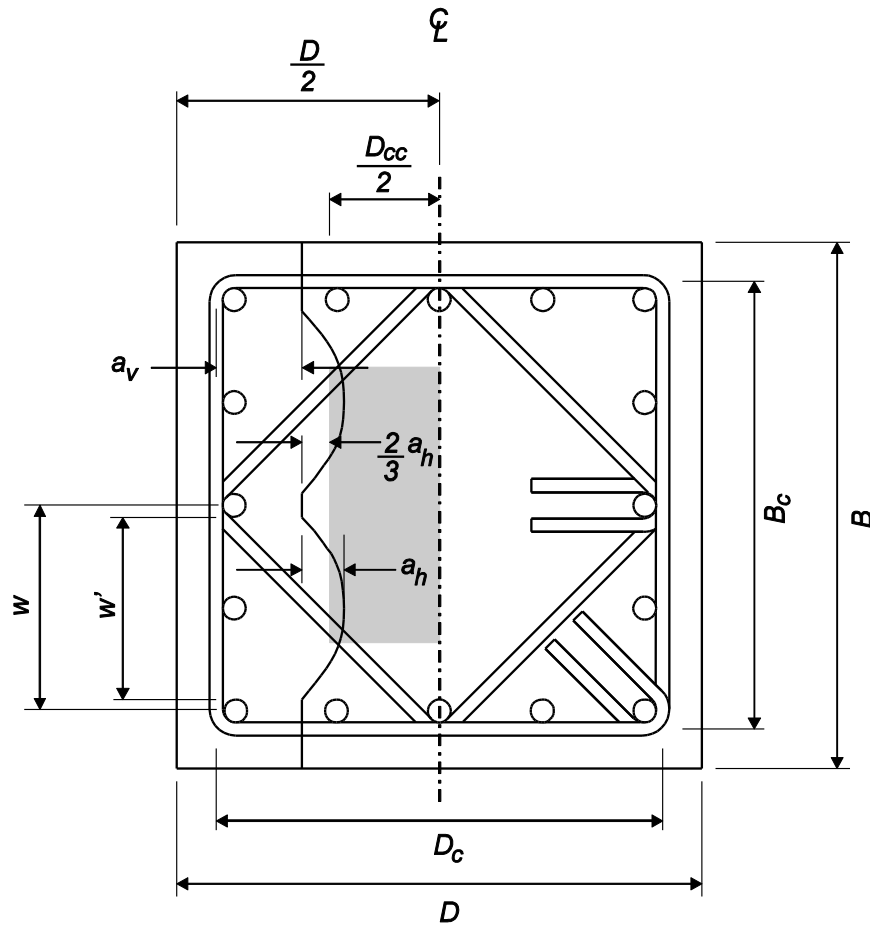


Figura 2.9 – Equivalencia de arcos parabólicos a áreas cuadriláteras equivalentes.

Esta simplificación mostrada en la Figura 2.9 se realiza para determinar de una manera más sencilla y rápida el computo de la relación momento – curvatura, la cual se empleará y se explicará más adelante.

Una vez definido de manera simple las áreas equivalentes en la sección que cuenta con diferente respuesta producto de la variación de confinamiento en el concreto, se definirá para cada área delimitada los modelos constitutivos esfuerzo- deformación.

3.- MODELOS CONSTITUTIVOS ESFUERZO- DEFORMACIÓN PARA MATERIALES

3.1.- Introducción

Para el análisis y evaluación de estructuras de concreto reforzado y presforzado se emplean relaciones esfuerzo-deformación simplificadas para los materiales que integran la sección, tanto para el concreto como para el acero, tanto convencional como acero para presfuerzo, las cuales fueron desarrolladas a partir de resultados experimentales. A continuación, se presentan algunos modelos constitutivos para concreto, el acero de refuerzo convencional y el acero de presfuerzo.

3.2.- Concreto

Como se explicó en el capítulo dos, se hace la consideración que el concreto en la sección tendrá un comportamiento diferente en función del confinamiento, por lo tanto, es necesario considerar modelos constitutivos para la relación esfuerzo-deformación para cada zona de concreto considerada. A continuación, se explicará cada modelo constitutivo considerado.

3.2.1.- Concreto Confinado

El modelo propuesto por Mander (1988) para el concreto confinado se basa en resultados experimentales de columnas de concreto, y en una expresión sugerida por Popovics (1973), este modelo es aplicable para elementos de distintas secciones transversales y de diferente nivel de confinamiento. Por esta razón éste es el modelo más empleado en el análisis sísmico de edificaciones y el que se utilizó en el presente trabajo.

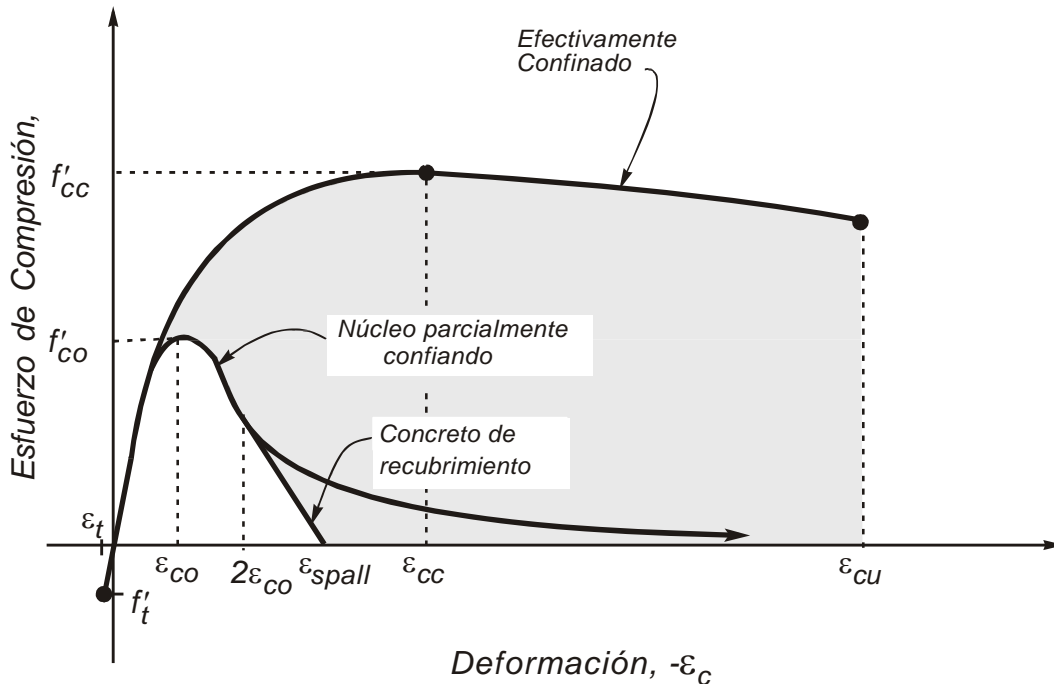


Figura 3.1 - Modelo esfuerzo-deformación para cada región de concreto, Mander (1988)

La relación esfuerzo deformación propuesta por Mander, cuenta con la ventaja de poder describir el comportamiento por una sola curva, expresada por la siguiente ecuación propuesta por Popovics (1973).

$$f_c = \frac{f'_{cc} \times r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

El comportamiento que describe al concreto efectivamente confinado quedará en función de la presión lateral ejercida por el refuerzo transversal que le aporta al núcleo de concreto, que es evaluada en dos direcciones, y se calcula de la siguiente manera.

$$f_{lx} = \rho_{sx} f_{yh} \quad (3.2)$$

$$f_{ly} = \rho_{sy} f_{yh} \quad (3.3)$$

Para secciones circulares ρ_{sx} y ρ_{sy} son remplazados por la cuantía total de estribos o espirales de refuerzo transversal. Por lo tanto, la presión ejercida será:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \quad (3.4)$$

Para evaluar el esfuerzo de compresión del concreto efectivamente confinado, Mander et al (1988) considera que el núcleo se encuentra bajo un estado triaxial de esfuerzos producto de la presión del confinamiento. Donde el esfuerzo del concreto confinado f'_{cc} se obtiene como:

$$f'_{cc} = \alpha_1 \alpha_2 f'_c \quad (3.5)$$

El factor α_1 incrementa el esfuerzo de compresión como una función de la presión de confinamiento lateral, (Mander 1988).

$$\alpha_1 = 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_{l2}}{f'_c}} - 2 \left(\frac{f'_{l2}}{f'_c} \right) - 1.254 \quad (3.6)$$

Donde:

$$f'_{l2} = \max(f_{lx}, f_{ly})$$

Mientras que α_2 es un factor de reducción de esfuerzo provocado por una presión de confinamiento diferente en ambas direcciones, es decir:

$$f_{lx} \neq f_{ly} \quad (3.7)$$

De cumplirse la condición anterior se utiliza la ecuación propuesta por Mander (1988) la cual es una expresión que simplifica el uso gráfico de la Figura 2.5 mostrado en el segundo capítulo, esto con resultados equivalentes.

$$\alpha_2 = \left(1.4 \frac{f'_{l1}}{f'_{l2}} - 0.6 \left(\frac{f'_{l1}}{f'_{l2}} \right)^2 - 0.8 \right) \sqrt{\frac{f'_{l2}}{f'_c}} + 1 \quad (3.8)$$

Donde:

$$f'_{l1} = \min(f_{lx}, f_{ly})$$

Una vez determinado f'_{cc} , Mander et al (1988), propone otros factores para establecer la relación esfuerzo deformación, como lo son:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} \right) \right) \quad (3.9)$$

$$E_c = 3320 \sqrt{f'_c} + 6900 \quad (3.10)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.11)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.12)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.13)$$

Donde:

ε_c = Deformación variable del concreto

ε_{cc} = Deformación del concreto asociada a f'_{cc}

ε_{co} = Deformación para concreto sin confinar en f'_c , usualmente igual a 0.002

La ec. (3.10), ha sido propuesta por el ACI 363, y es válida emplearla para concretos con una resistencia a la compresión en el intervalo de 21 hasta 83 MPa. La Figura 3.2 se muestran datos medidos del módulo de elasticidad y la propuesta por el ACI 363, en línea doblemente punteada, se puede apreciar la expresión dada por la ec (3.10).

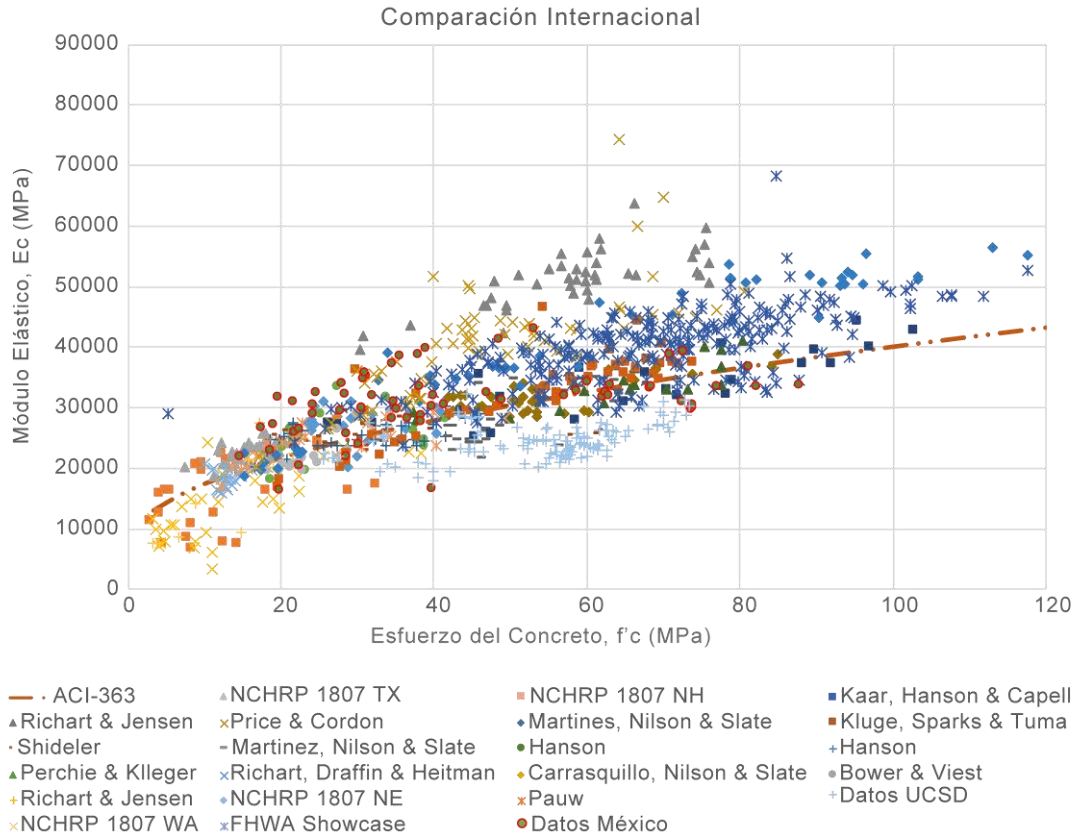


Figura 3.2 – Módulos de elasticidad de concretos medidos vs ACI 363.

La Figura 3.3 muestra que existe una la buena correlación entre los datos experimentales y la propuesta dada por el comité 363 del ACI.

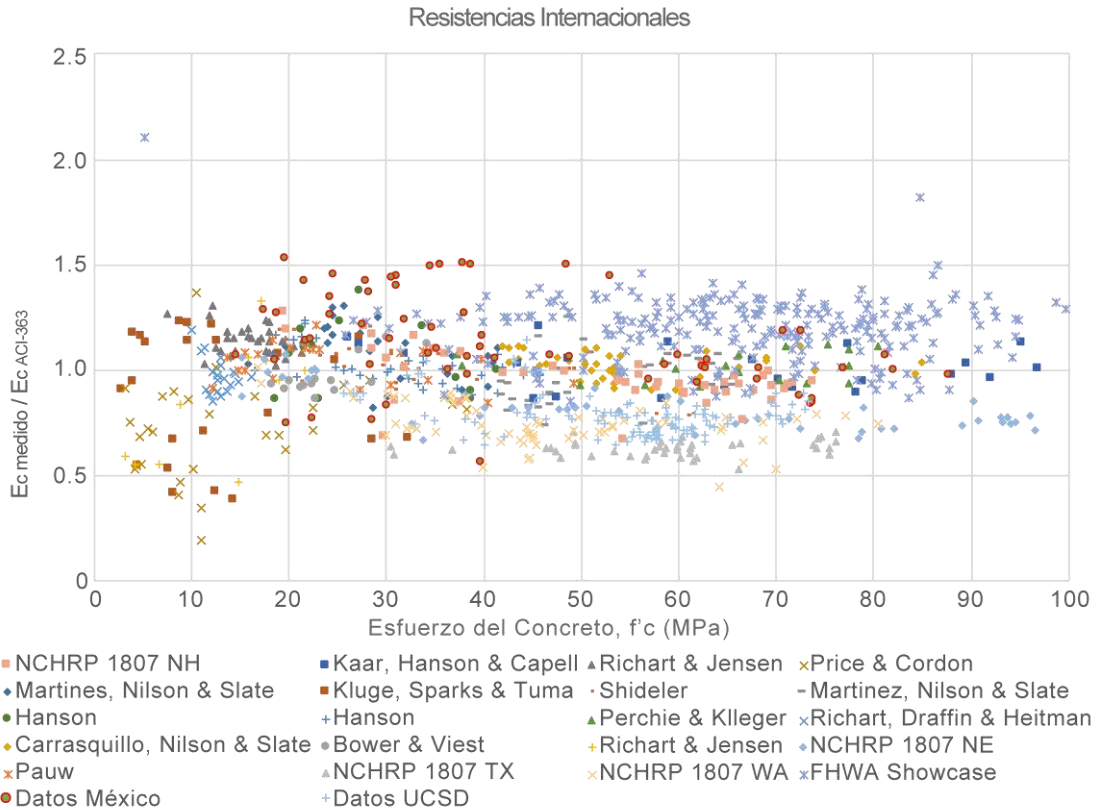


Figura 3.3 – Modulo de elasticidad medido vs calculado ACI 363

3.2.2.- Concreto no confinado

Con el fin de lograr una representación sencilla de las propiedades inelásticas del concreto empleado como recubrimiento, que es una zona sin confinamiento, las curvas esfuerzo-deformación experimentales se simplifican de igual manera que el concreto confinado, es decir, con la ec. (3.1), con la diferencia que los parámetros de la expresión quedarán definidos en función de f'_c .

No obstante, la ecuación de Popovics (1973), es válida, hasta $\epsilon \leq 2 \epsilon_{co}$, para un intervalo de deformación mayor, se considera que el comportamiento puede ser representado como una línea recta que se inicia desde el esfuerzo asociado a $2 \epsilon_{co}$, hasta el punto donde el esfuerzo es cero, correspondiente a la deformación de

desprendimiento del recubrimiento, ε_{spall} , que para esta investigación, se toma el valor de 0.005.

En la Figura 3.4 se muestran los datos experimentales de un cilindro de concreto ensayado en las instalaciones del Instituto de Ingeniería (Rodelo et al 2015) y la propuesta de comportamiento al que se hace mención, donde se puede ver una buena aproximación entre lo medido y lo calculado.

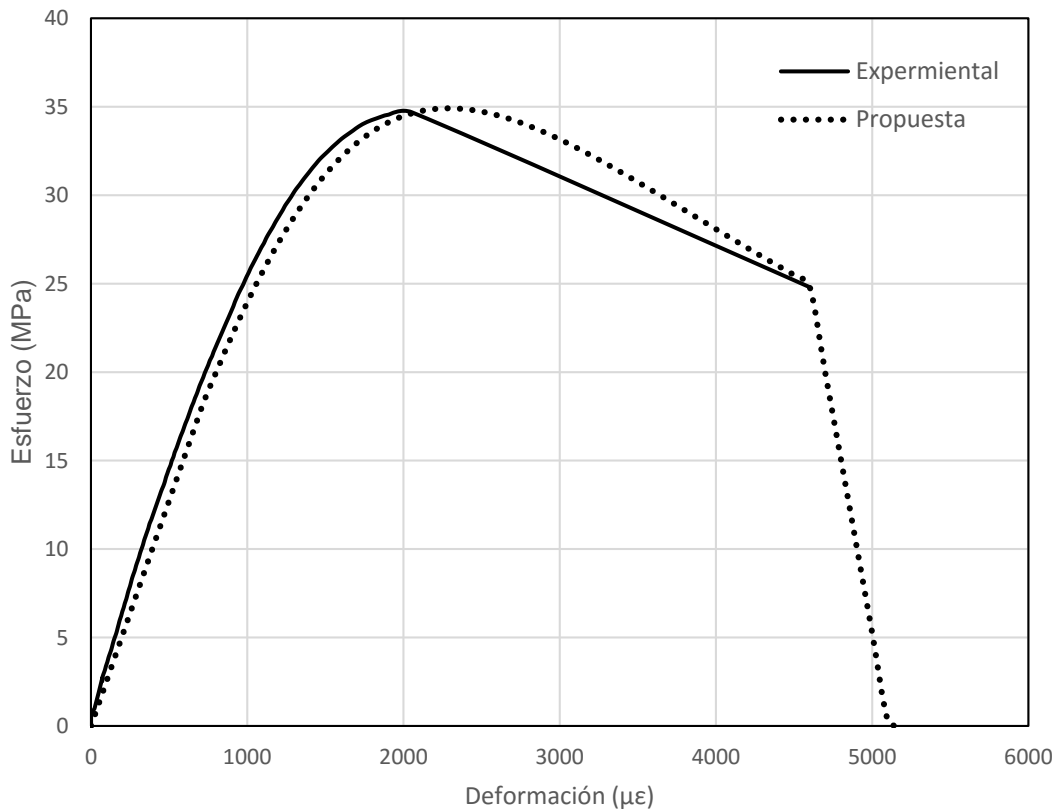


Figura 3.4 – Relación esfuerzo-deformación para concreto sin confinamiento medido y calculado.

3.2.3.- Concreto Parcialmente Confinado

Como también se hizo mención en el capítulo dos, existe un área del núcleo de la columna que se encuentra delimitada entre las ramas exteriores del refuerzo transversal hasta unos arcos idealizados, dichos arcos representan el límite en el cual el concreto

es sometido a una presión de confinamiento tal para no logra alcanzar su resistencia f'_{cc} . Como la presión de confinamiento ejercida en esta área idealizada no es suficientemente efectiva, el concreto en esta zona tendrá una respuesta mecánica diferente respecto al concreto del núcleo efectivamente confinado y el concreto de recubrimiento.

Presland et al. (1999), expone una idealización para representar el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto parcialmente confinado en la cual la relación esfuerzo - deformación quedara descrita por la ecuación propuesta por Popovics (1973), con la consideración que el valor máximo de resistencia en esta zona de concreto será igual a f'_c , así como los demás parámetros de los que depende la ecuación, estarán en función de éste esfuerzo.

Respecto a la capacidad de deformación que logra alcanzar el concreto parcialmente confinado, Presland et al (1999) establece que será igual a la establecida para el concreto efectivamente confinado.

3.3.- Acero Convencional

Con el fin de lograr una representación sencilla de las propiedades inelásticas en el acero de refuerzo, las curvas esfuerzo-deformación experimental se simplifican usando el siguiente modelo:

3.3.1.- Modelo Elastoplástico con Endurecimiento Curvo

En este modelo el intervalo elástico y la fluencia se representan por tramos rectos y el endurecimiento por una parábola normalmente de 2do o 3er grado. Si bien este modelo representa mejor el comportamiento del acero, no es de uso frecuente (Figura 3.5).

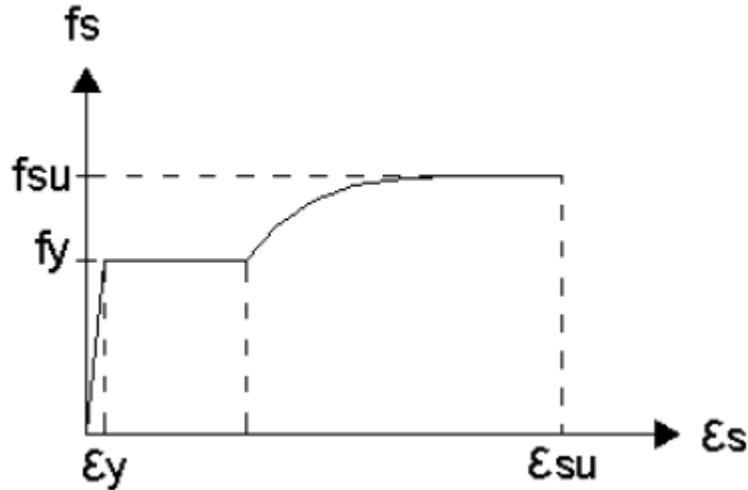


Figura 3.5 - Modelo Elastoplástico con endurecimiento curvo.

Este modelo fue propuesto por Mander (1984), dando expresiones en función de su deformación:

Zona elástica

Ocurre en el intervalo $0 < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}$, donde ε_s la deformación de la barra de refuerzo. Si el módulo de elasticidad del acero es E_s , el esfuerzo en este intervalo de deformaciones es

$$f_s = \varepsilon_s E_s \quad (3.14)$$

Zona de fluencia

Ocurre en el intervalo $\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$, en el que ε_{sh} es la deformación del acero correspondiente al inicio de la zona de endurecimiento por deformación (Figura 3.5). El esfuerzo en esta zona se evalúa como:

$$f_s = f_y \quad (3.15)$$

Zona de endurecimiento por deformación

En el modelo que aquí se emplea se considera que la deformación última, ε_{su} , es la correspondiente a la ruptura de la barra, y en modelo simplista que aquí se emplea se considera que corresponde al esfuerzo máximo alcanzado en la barra, f_{su} . Esta zona se ubica en el intervalo $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$. En realidad a partir de f_{su} hay una zona descendente de la curva esfuerzo-deformación; sin embargo, aquí se considera que esta zona no es de importancia. La zona de endurecimiento por deformación se define mediante la expresión (Mander, 1984):

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right]^P \quad (3.16)$$

La ecuación anterior describe la zona de endurecimiento por deformación, que inicia en el punto (ε_{sh}, f_y) y termina $(\varepsilon_{su}, f_{su})$. El parámetro P , es función de la pendiente inicial de la zona de endurecimiento, así como de los puntos de inicio y termino de la zona.

$$P = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{f_y - f_{su}} \right) \quad (3.17)$$

Aun cuando la ec (3.17), lleva a una buena correlación entre resultados experimentales y analíticos (Mander, 1984), un inconveniente del empleo de E_{sh} es que variaciones pequeñas de valores experimentales que se empleen pueden llevar a cambios importantes en los valores de P , por lo que es más sencillo y con mejor precisión emplear los datos de un punto de la curva esfuerzo-deformación en la zona de endurecimiento por deformación $(\varepsilon_{sh,1}, f_{sh,1})$, con lo cual empleando la ec (3.17) se obtiene:

$$P = \frac{\log\left(\frac{f_{su} - f_{sh,1}}{f_{su} - f_y}\right)}{\log\left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh,1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)} \quad (3.18)$$

Las propiedades representativas del acero de refuerzo empleadas en México pueden ser tomadas de la investigación realizada por Rodríguez y Botero (1996).

Generalmente se considera que la curva esfuerzo-deformación de una barra corta en compresión es igual y con signo opuesto a la curva en tensión; sin embargo, Dodd y Restrepo (1995) mostraron que en realidad las curvas monotónicas esfuerzo-deformación en tracción y compresión son prácticamente iguales si el esfuerzo y deformación se consideran en las llamadas coordenadas naturales, las cuales toman en cuenta la geometría instantánea de la barra bajo cargas axiales.

3.4.- Acero de Presfuerzo

Las relaciones esfuerzo – deformación de aceros de presfuerzo se pueden representar con la función propuesta por Ramberg y Osgood (1943). La ecuación llamada, función modificada Ramberg-Osgood, describe la relación no lineal entre el esfuerzo y la deformación, y es especialmente útil para representar la curva del acero debido a que presenta endurecimiento por deformación plástica con una suave transición inelástica. La forma original de la ecuación para la deformación es la siguiente.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + K \left(\frac{\sigma}{E} \right)^n \quad (3.19)$$

Donde:

ε = Es la deformación

σ = Es el esfuerzo

E = Es el módulo de elasticidad

K y n = Son constantes que dependen del tipo de material y describen el endurecimiento del material

La expresión anterior se modifica introduciendo el parámetro α , que relaciona K, n y el esfuerzo de fluencia σ_o , Figura 3.6.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \alpha \frac{\sigma_o}{E} \left(\frac{\sigma}{\sigma_o} \right)^n \quad (3.20)$$

Usualmente en materiales como el acero de alta resistencia el factor $\alpha \frac{\sigma_o}{E}$ se considera igual a 0.002.

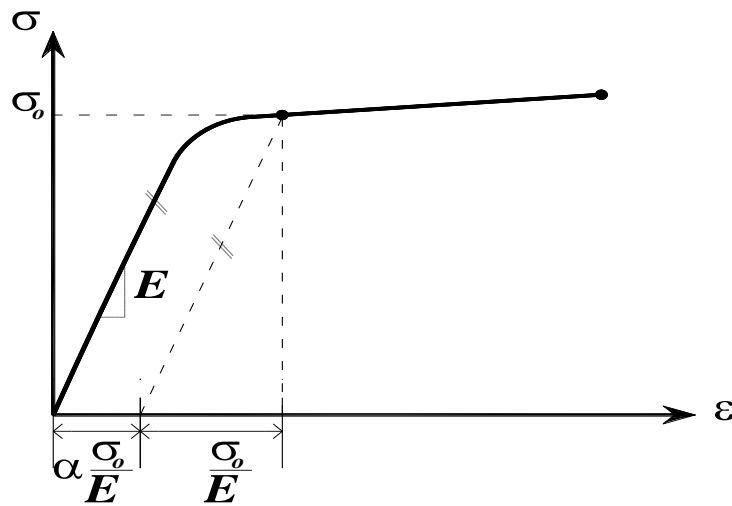


Figura 3.6 - La función modificada Ramberg-Osgood.

Mattock (1979) empleó la función propuesta por Ramberg y Osgood (1943) para describir la relación Esfuerzo-deformación del acero de alta resistencia empleado en torones de presfuerzo. La Figura 3.7 muestra la relación obtenida con esta propuesta.

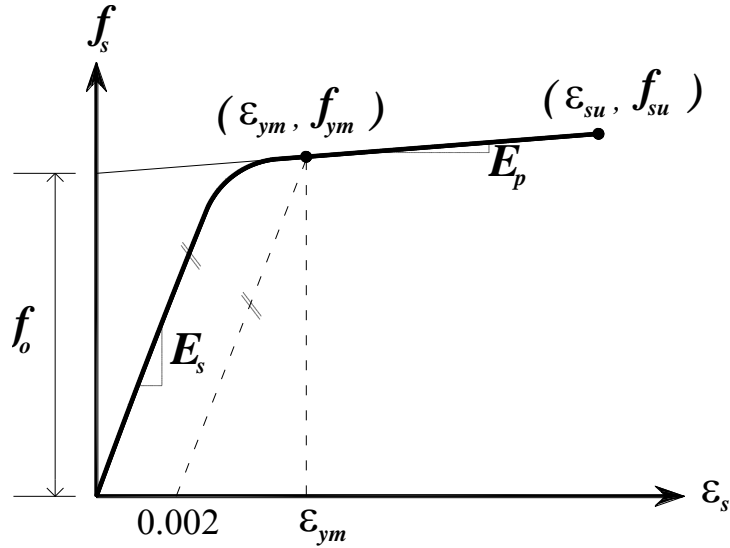


Figura 3.7 - Relación esfuerzo deformación del acero de alta resistencia.

La expresión propuesta por Mattock (1979) es:

$$f_s = \epsilon_s E_{sp} \left\{ A + \frac{1-A}{(1+(B\epsilon_s)^p)^{1/p}} \right\} \quad (3.21)$$

Donde A y B están definidos por:

$$A = \frac{E_p}{E_{sp}} \quad (3.22)$$

$$B = (1 - A) \frac{E_{sp}}{f_o} \quad (3.23)$$

Donde:

E_{sp} = Módulo de elasticidad.

E_p = Módulo pos-elástico.

f_o = Esfuerzo a deformación cero de la línea con pendiente E_p pasando por el punto (ϵ_{su}, f_{su}) .

f_s = Esfuerzo (en ksi o MPa).

f_{sup} = Resistencia última a tracción del acero.

f_y = Esfuerzo de fluencia especificado 0.02% de deformación.

f_{ym} = Esfuerzo de fluencia medido a 0.2% de deformación.

p = Potencia de la ecuación, se puede obtener buscando la mejor correlación entre la predicción y lo medido.

ε_s = Deformación unitaria

ε_{sup} = Deformación asociada a f_{su} .

ε_{ym} = Deformación de fluencia al 0.2% obtenido mediante $\frac{f_{ym}}{E_s} + 0.002$

La función descrita tiene una pendiente inicial E_{sp} y tiende a E_p (igual a $A E_s$) cuando la deformación ε_s tiende a ε_{su} . La potencia p controla la “suavidad” de la curva de transición entre la zona elástica y la zona de endurecimiento por deformación. Sin embargo, se necesita que la función pase por el punto $(\varepsilon_{ym}, f_{ym})$ para un único valor de p .

Se debe observar que como los valores de A y f_o se pueden obtener experimentalmente, el valor de B de la ec (3.23) quedaría determinado con estos valores.

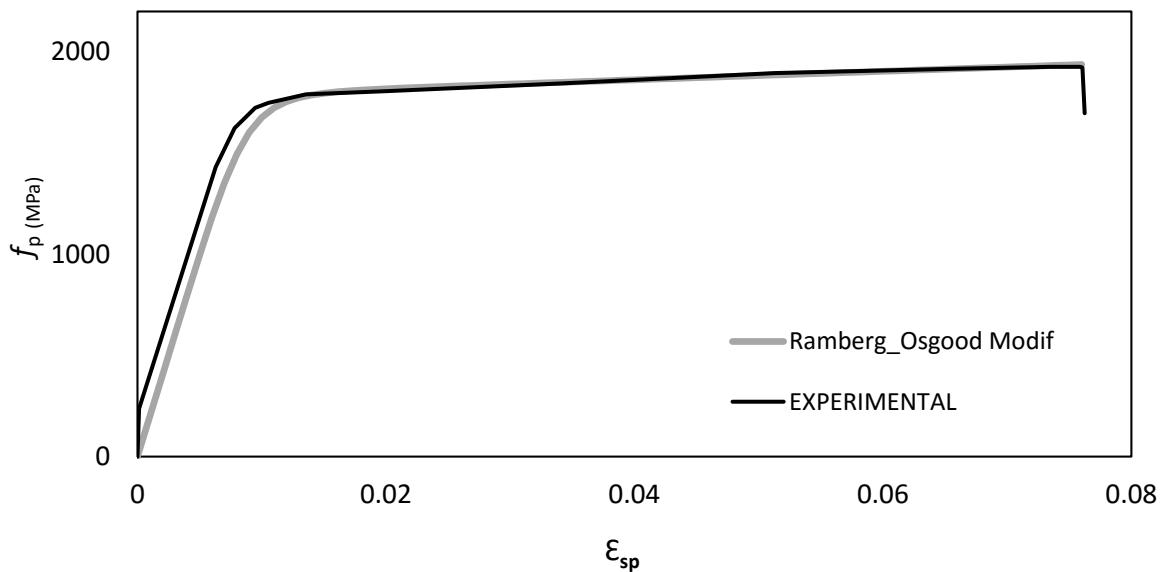


Figura 3.8 - Relación esfuerzo-deformación para cable de presfuerzo medido y calculado.

La mayor dificultad para emplear la ecuación propuesta por Mattock (1979) es conocer la potencia p , dado que no hay una solución numérica y se debe obtener buscando la mejor correlación entre la predicción y lo medido.

Para determinar el valor de la potencia p , se emplea el siguiente algoritmo, el cual está basado en un proceso iterativo.

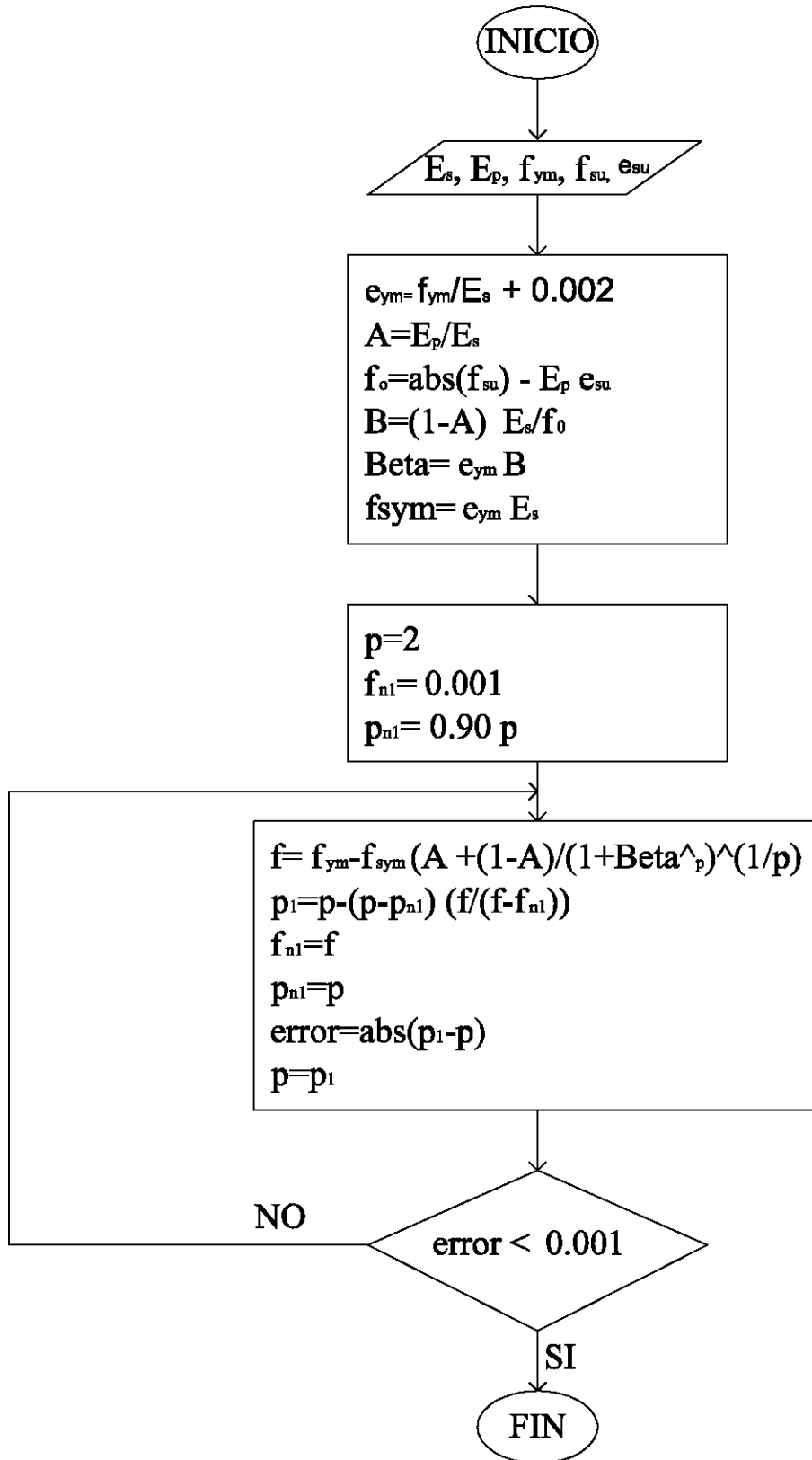


Figura 3.9 – Diagrama de Flujo para el computo del parámetro p.

Cabe mencionar que el cómputo de la potencia p , se desarrolló con ayuda de una subrutina empleada en el programa *ColAnalysis V6.0*, la cual se describe en lo siguiente.

El programa de cómputo *ColAnalysis V6.0*, fue desarrollado con el objetivo principal de contar con una herramienta computacional capaz de realizar análisis confiables de columnas de concreto reforzado y de tipo pretensado, esto haciendo uso de equilibrio. Dichos análisis se basan en un criterio de fibras con lo cual se procura la obtención de diagramas momento – curvatura imponiendo deformaciones a la sección en su fibra extrema a compresión, que a su vez parten de los criterios esfuerzo – deformación para los materiales tal como se mencionan en esta investigación.

ColAnalysis V6.0, fue desarrollado en *MATLAB 2015a* bajo una interfaz gráfica la cual permite interpretar de mejor manera los resultados obtenidos, además de realizar los cálculos de una manera rápida y eficiente. En la Figura 3.10, se muestra el diagrama de flujo con el cual se rige el cómputo de este *software*.

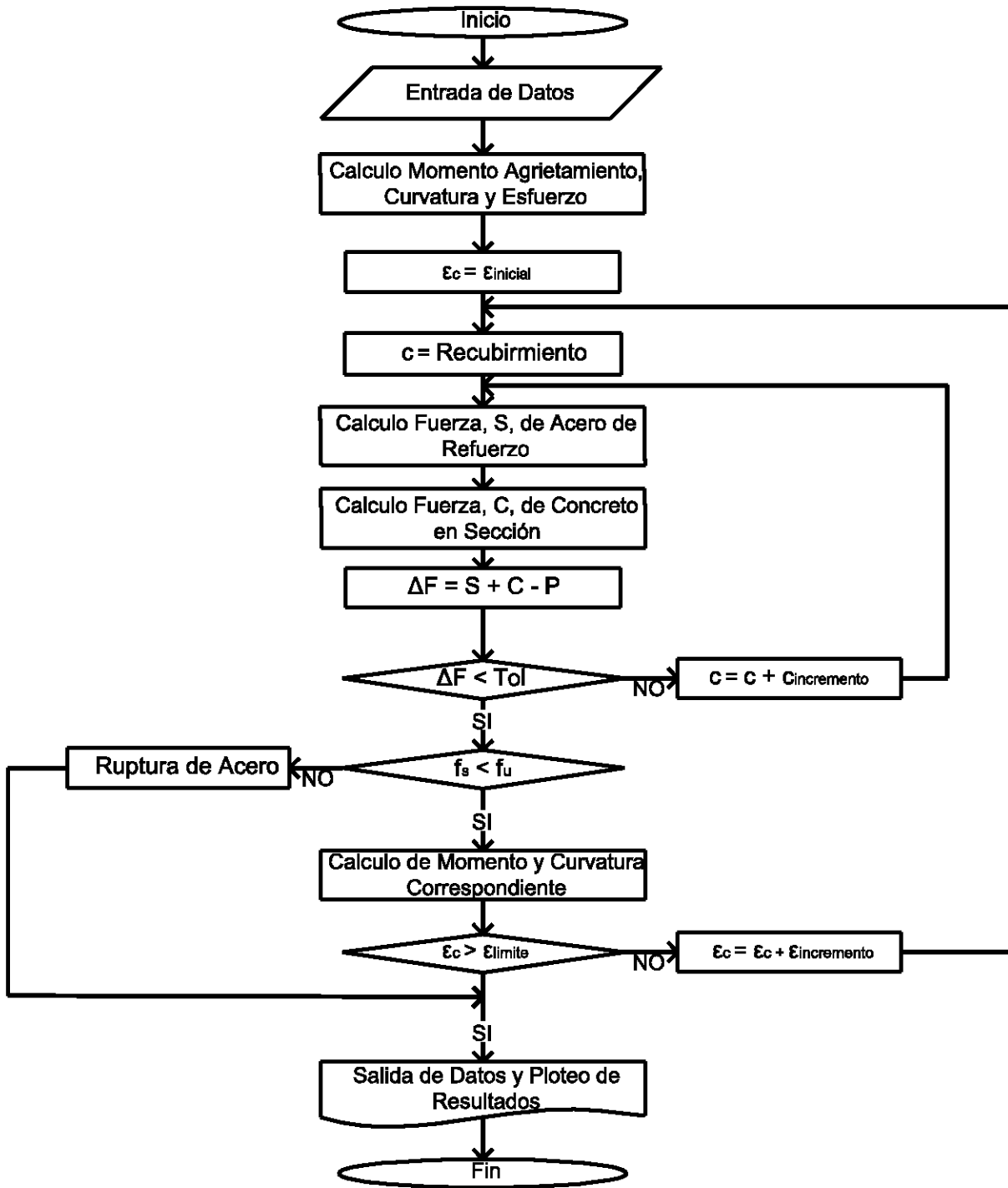


Figura 3.10 – Diagrama de flujo ColAnalysis V6.0.

4.- CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN EN SECCIONES DE COLUMNAS DE CONCRETO

4.1.- Introducción

Para estimar la deformación máxima a nivel de sección de las columnas, se emplean diagramas momento-curvatura. En estos diagramas es necesario considerar los modos de falla de la sección que pueden ocurrir, ya sea por pandeo de la barra de refuerzo de acero convencional, ruptura del refuerzo transversal, por el aplastamiento del concreto confinado y para el caso de columnas con cables de pretensado, pandeo de estos cables. Este estudio propone criterios, respaldados por resultados de algunos estudios experimentales, para definir la curvatura última de la sección para los modos de falla antes mencionados.

4.2.- Modelo propuesto para la predicción del inicio del pandeo de refuerzo longitudinal en columnas sometidas a acciones sísmicas

Como ha sido observado por Rodríguez et al. (1999), dado la naturaleza de las cargas actuantes es del tipo sísmico, es necesario considerar la posible fractura por pandeo de la barra de refuerzo longitudinal, debido principalmente a la acumulación de deformaciones en tracción y compresión de la barra, en cada ciclo de carga y descarga.

La Figura 4.1 muestra el ciclo de la curva esfuerzo-deformación histerética correspondiente al inicio del pandeo de una barra de refuerzo sometida a cargas cíclicas reversibles (Rodríguez et al., 1999). Como se aprecia en la Figura 4.1, la barra alcanza en tracción la deformación máxima ε_{st} antes de empezar el semiciclo de descarga, y el pandeo ocurre en este semiciclo para la deformación ε_{sc} . Un parámetro relevante en esta curva es la deformación de pandeo ε_p^* , la cual se define como:

$$\varepsilon_p^* = \varepsilon_{st} + \varepsilon_{sc} \quad (4.1)$$

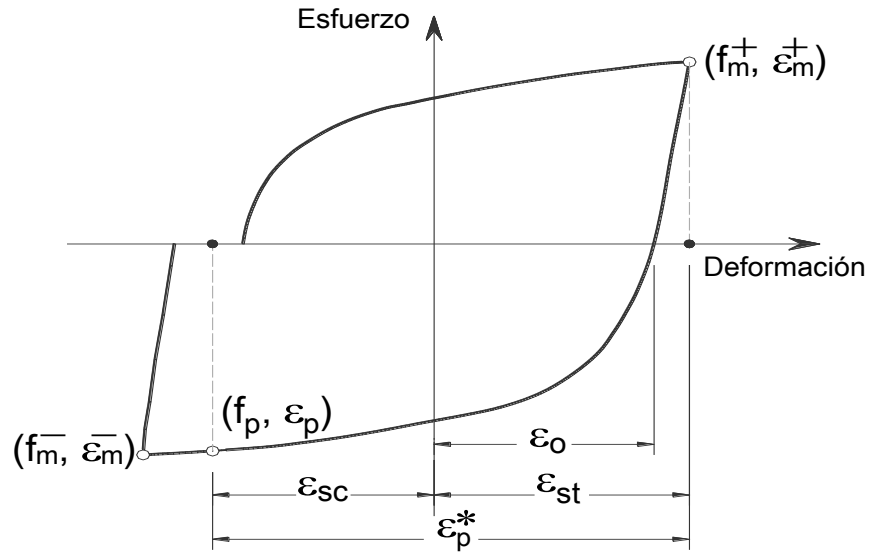


Figura 4.1 - Curva esfuerzo-deformación histerética y parámetros de pandeo para barras con carga cíclica (Rodríguez y Botero, 1988).

La ec. (4.1) fue propuesta inicialmente por Rodríguez y Botero (1998) considerando en lugar de ϵ_{st} el valor de ϵ_o , parámetro que se indica en la Figura 4.1. Los resultados del cómputo del parámetro ϵ_p^* modificado, definido con la ec. (4.1), y empleando los datos originales de Rodríguez y Botero (1998) se muestra en la Figura 4.2, en función de la relación s/d_b , donde s es la separación a centros de estribos y d_b es el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal. En esta Figura también se muestra con líneas continuas, los valores de deformaciones axiales en barras versus s/d_b , cuando se inicia el pandeo de la barra bajo carga de compresión monótonica empleando la teoría del módulo reducido (Rodríguez y Botero (1998)). En esta Figura k es el parámetro que permite encontrar la longitud efectiva de pandeo de una barra, donde $k = 1$ representa extremos de barra articulados mientras $k = 0.50$ representa extremos de barra empotrados. Se observa que esta predicción podría ser útil para obtener el valor de ϵ_p^* en una barra de refuerzo longitudinal en una columna de concreto si se pudiera conocer los valores del parámetro k .

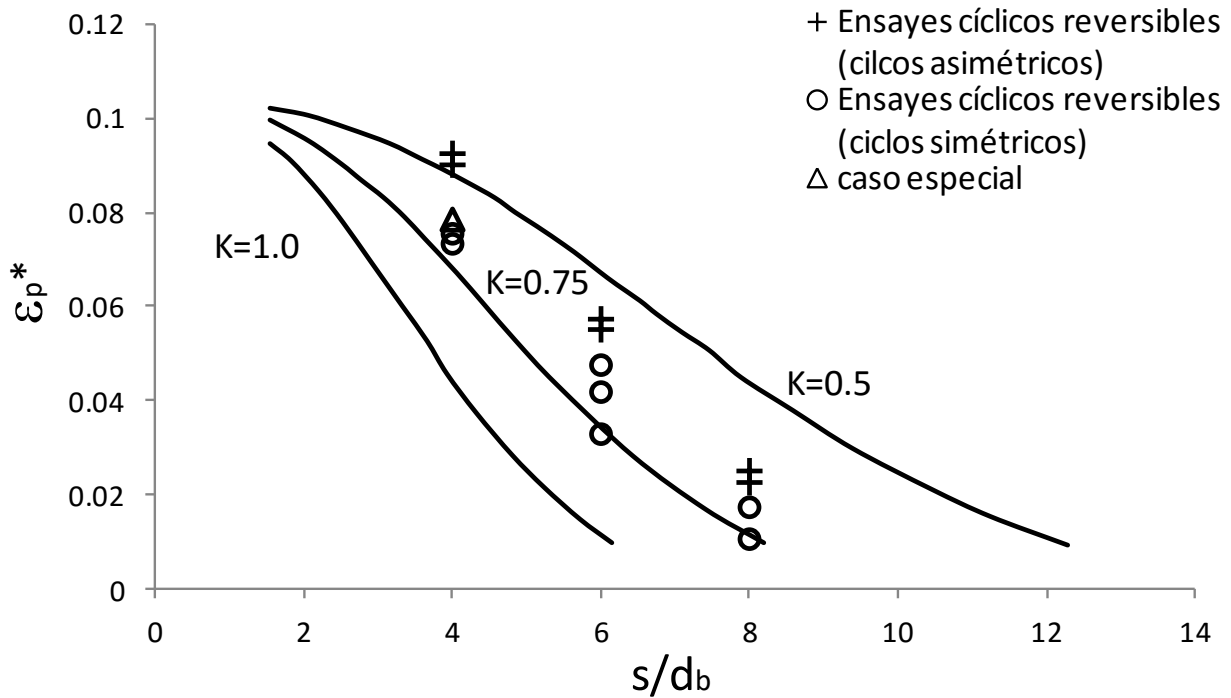


Figura 4.2 - Parámetro ϵ_p^* modificado versus S/d_b (Rodríguez y Botero, 1998).

La Figura 4.3 vuelve a mostrar las relaciones ϵ_p^* versus s/d_b de los resultados experimentales mostrados en la Figura 4.2, así como valores de ϵ_p^* determinados a partir de las deformaciones en la rama que padea un ensaye de columnas y muros de concreto reforzado ante carga lateral (Rodríguez et al., 2015). Además, esta figura muestra líneas continuas que representan una cota inferior y superior a esos resultados experimentales, la cual se expresa como:

$$0.02 \leq \epsilon_p^* = \frac{11 - \frac{s}{d_b}}{150} \leq 0.06 \quad (4.2)$$

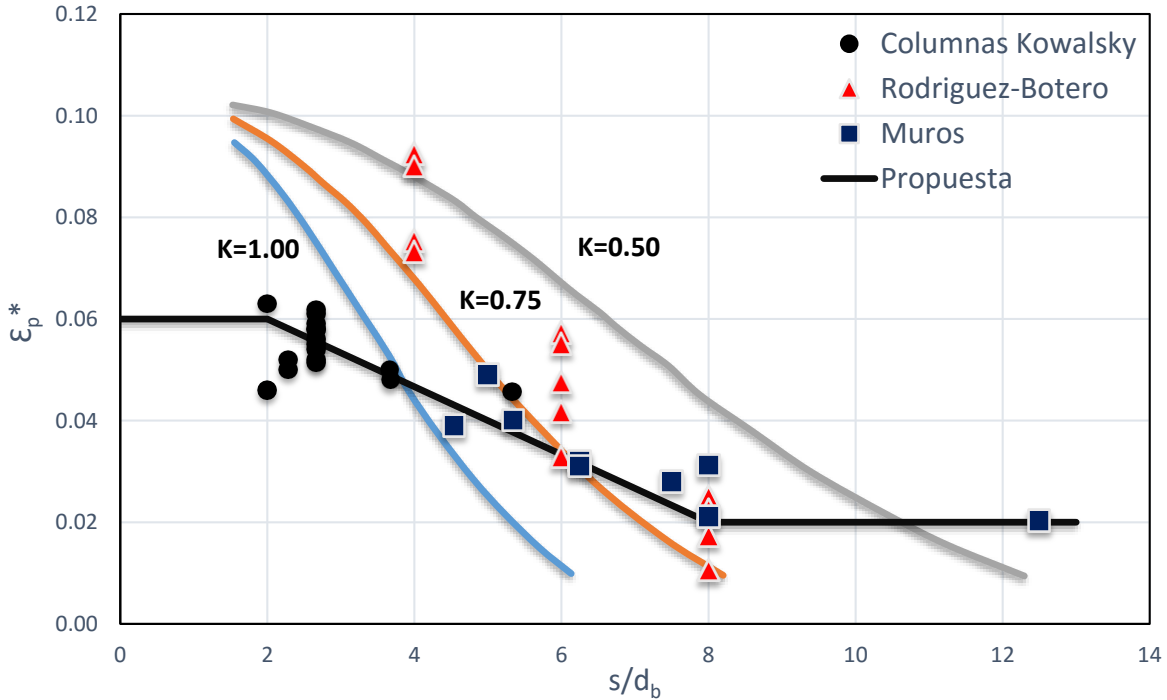


Figura 4.3 - Modelo de predicción para ε_p^* y resultados experimentales (Rodríguez et al, 2015).

La Figura 4.4 muestra de manera esquemática, algunas características de una columna de concreto en la que actúa el momento M y la carga axial P . En particular es de interés el comportamiento de las barras extremas de la columna, barras A y B, porque de acuerdo con observaciones experimentales o en terremotos, son las que presentarían pandeo para acciones sísmicas intensas. Estas barras están a una distancia a ejes igual a γD , donde γ depende en cada caso en la posición de las barras extremas. Si suponemos que las acciones sísmicas en el ciclo de inicio del pandeo de la barra de refuerzo longitudinal más crítica de la columna son del tipo simétrico, es decir que en ese ciclo se alcancen los momentos iguales y de signo contrario M^+ y M^- , entonces se obtendrían los perfiles de deformaciones mostrados en la Figura 4.4b. En esta Figura, con línea continua se muestra el perfil de deformaciones, línea “a”, causado por M^+ y P . Se puede apreciar que para estas acciones, la barra B está en tracción, y alcanza la deformación ε_{st} , y la curvatura correspondiente es ϕ_u^* . Como la acción sísmica se caracteriza por ser reversible, la Figura 4.4b muestra con línea discontinua, línea “b”,

el perfil de deformaciones correspondiente a las acciones M y P , el cual indica que la barra B alcanza una deformación en compresión igual a ε_{sc} , para la curvatura $-\phi_u^*$.

De la definición de curvatura, y de la Figura 4.4b, se obtiene la curvatura última asociada al inicio del pandeo de la barra longitudinal más crítica, ϕ_u^* :

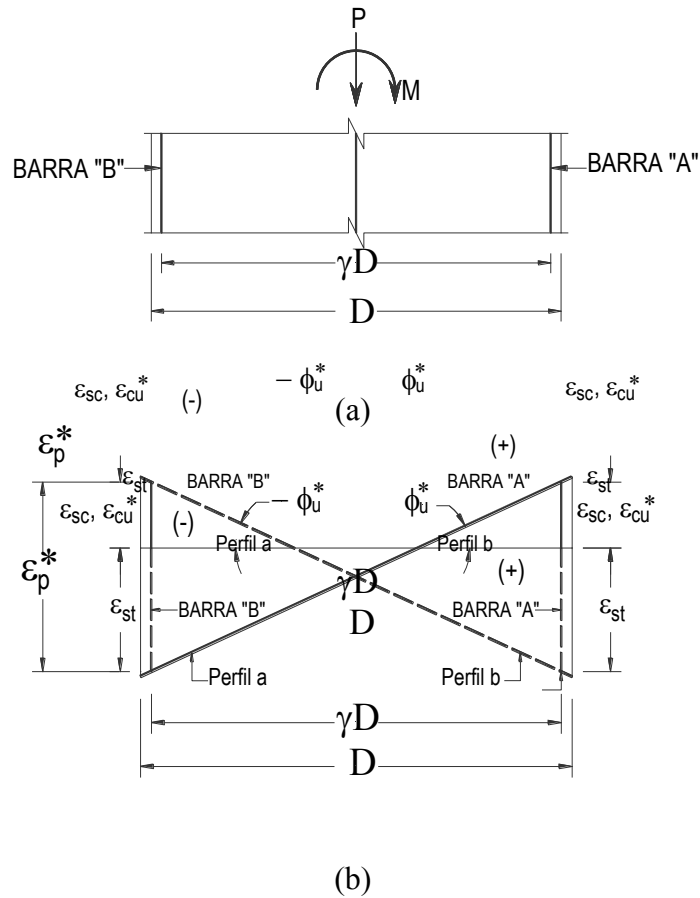


Figura 4.4 - Equilibrio de fuerzas y perfil de deformaciones en una sección de columna, Torres et al (2013).

$$\phi_u^* = \frac{\varepsilon_{st} + \varepsilon_{sc}}{\gamma D} \quad (4.3)$$

De las ecs. (4.1) y (4.3) se obtiene la expresión para predecir curvatura última asociada al inicio del pandeo de la barra:

$$\phi_u^* = \frac{\varepsilon^* p}{\gamma D} \quad (4.4)$$

4.3.- Predicción de la deformación última de la sección, asociada a la capacidad de deformación máxima del núcleo de concreto.

Diversas investigaciones han propuesto teorías y expresiones para predecir la deformación última en compresión del concreto, ε_{cu} . Algunas de estas teorías, indican que la falla del núcleo de concreto está relacionada con la ruptura de refuerzo transversal, es decir, no se considera una posible falla asociada al aplastamiento del núcleo debido a las cargas actuantes.

En esta investigación se hace una revisión a esas teorías, y se proponen expresiones empíricas avaladas por ensayos experimentales, y más adelante se proponen expresiones simples para su uso en el diseño estructural.

4.3.1.- Deformación última asociada a la ruptura del refuerzo transversal

Mander (1984), describe un procedimiento basado en la teoría de balance de energía de deformación, en el cual explica, que se los miembros de concreto cuentan con una ductilidad adicional producto del confinamiento del núcleo de concreto, esta ductilidad es proporcionada por la energía de deformación que el acero de refuerzo trasversal pueda absorber.

La energía de deformación es una propiedad dada de cada material; Esta energía es la total que absorbe un material antes de alcanzar la ruptura en condiciones de impacto, o por acumulación de deformaciones. La figura 4.5 nos muestra una representación gráfica de dicho concepto.

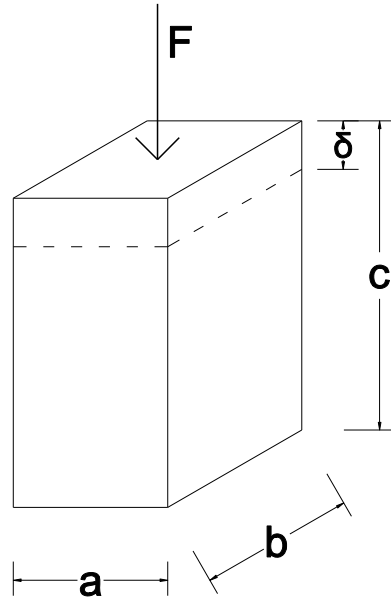


Figura 4.5 – Esquema para definir la energía por deformación simple.

En la Figura 4.5, nos representa que dado una carga “F”, esta producirá una deformación “ δ ”, dado el concepto de energía de deformación, este es el incremento de energía interna en el interior de un sólido deformable, ΔE , como resultado del trabajo realizado por la fuerza “F” que provocan la deformación “ δ ”.

$$\Delta E = F \delta \quad (4.5)$$

Dada la ec (4.5), este aumento de energía aplicada a un cuerpo con un volumen definido, nos da el concepto de aumento energía de deformación por unidad de volumen, esto es:

$$\frac{\Delta E}{V} = \frac{F \delta}{a b c} = \frac{F}{a b} \frac{\delta}{c} \quad (4.6)$$

Como se podemos ver, la ec (4.6) es equivalente a:

$$\frac{\Delta E}{V} = \sigma \varepsilon \quad (4.7)$$

La ec (4.7) nos da las bases para definir que la energía total de deformación por unidad de volumen será equivalente al área bajo la curva de la relación esfuerzo – deformación del material.

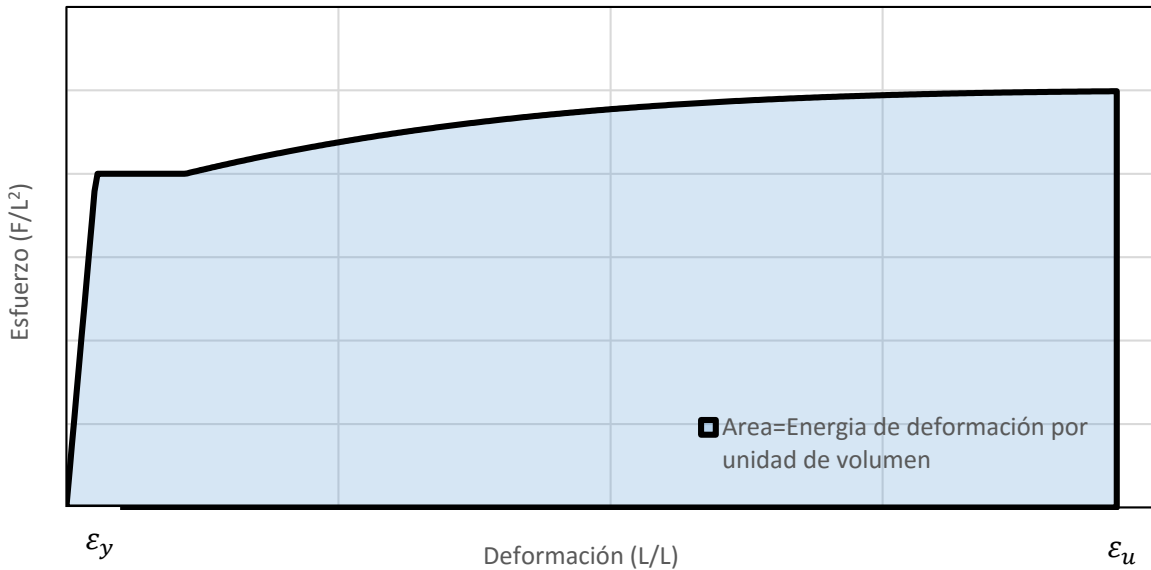


Figura 4.6 – Grafica esfuerzo – deformación mostrando el concepto de energía de deformación.

$$\frac{E}{V} = Area = \int_0^{\epsilon_u} \sigma(\epsilon) d\epsilon \quad (4.8)$$

Mander (1984), empleó el concepto de energía de deformación para definir que la ruptura del refuerzo transversal, la que ocurre cuando la energía de deformación producida por las cargas externas sobre el núcleo de concreto y el acero longitudinal, menos la energía de deformación disipada por el núcleo de concreto considerando un concreto sin confinamiento excede la energía de deformación disponible por el acero transversal. Esto se puede escribir como:

$$U_{sh} = U_{cc} + U_s - U_{cu} \quad (4.9)$$

Donde:

U_{sh} = Energía de deformación disponible por el acero transversal.

U_{cc} = Energía de deformación producida por el núcleo de concreto confinado.

U_s = Energía de deformación producida el acero de refuerzo longitudinal.

U_{cu} = Energía de deformación producida por el núcleo de concreto sin confinamiento.

Sin embargo, este balance es burdo, ya que considera que todo el núcleo de concreto y la totalidad de la cuantía de refuerzo longitudinal están aportando energía de deformación hacia la disponible por todo el refuerzo transversal proporcionado, ya que se considera que la columna está bajo la acción de solamente carga axial. En el caso de acciones sísmicas solo una parte de la sección se encuentra trabajando a compresión debido de los momentos actuantes, por lo cual, no todo el acero transversal se encontrará bajo la acción de dichas energías, Fig. 4.7.

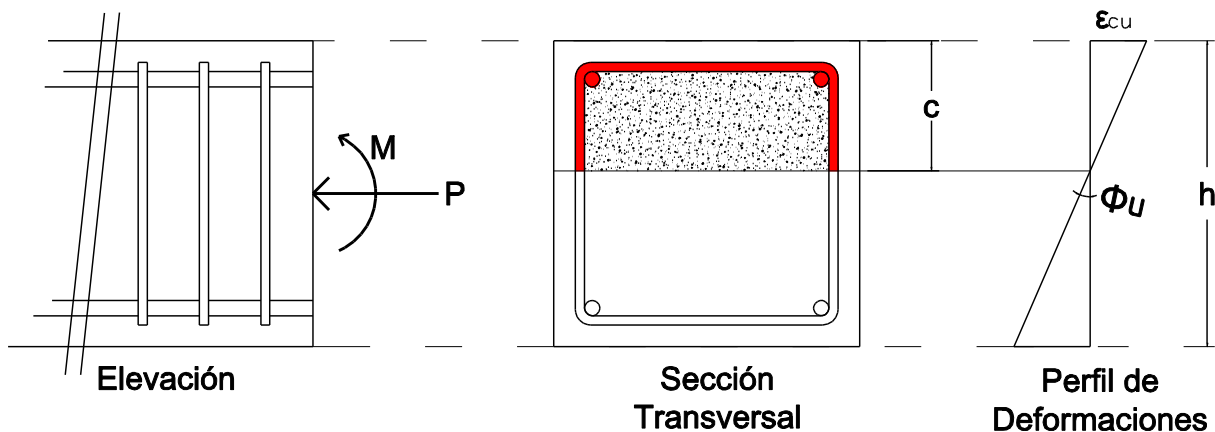


Figura 4.7 – Sección rectangular sujeta a flexocompresión.

Priestley et al (2007), propone una expresión para determinar la deformación máxima del núcleo de concreto, ϵ_{cu} , haciendo uso de hipótesis empleadas por Mander (1984). La expresión dada es la siguiente:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yt} \varepsilon_{sut}}{f'_{cc}} \quad (4.10)$$

Donde:

ε_{sut} = Deformación máxima del acero transversal asociada a la ruptura.

ρ_s = Cuantía de refuerzo transversal.

f_{yt} = Esfuerzo específico a la fluencia del acero trasversal.

f'_{cc} = Esfuerzo máximo del concreto confinado.

La ec (4.10) se basa en hipótesis similares a las que propone Mander (1984), con la diferencia que esta expresión no depende de la cuantía de acero longitudinal, es decir no toma en cuenta la energía producida por la deformación del acero de refuerzo. Esto lleva a subestimar la capacidad de energía de deformación del concreto confinado en cada nivel de estribos, es decir, la ecuación (4.10) estaría del lado de la inseguridad, ya que para altas cuantías de refuerzo longitudinal la energía de deformación puede ser considerable.

Por lo anterior, en este capítulo se propone considerar los efectos que las diversas variables intervienen, con la teoría de balance de energía de deformación, para determinar la capacidad de deformación máxima del núcleo de concreto confinado asociada a la ruptura del refuerzo transversal. Para el desarrollo de la nueva expresión que se propone, se emplean las hipótesis básicas del trabajo de Mander.

Se realizó un estudio paramétrico considerando todas las hipótesis antes mencionadas, con el fin, de apreciar cómo influye cada parámetro en la capacidad de deformación última del concreto confiado.

Para el estudio, se analizó una columna de concreto reforzado de sección cuadrada de sección transversal de 600 x 600 mm, y otra de sección circular de 600 mm de diámetro, cada una analizada en dos grandes grupos como muestra la tabla 4.1.

Las características del acero empleado fueron tomadas del trabajado realizado por Rodriguez y Botero (1998) en el que se muestran las propiedades de aceros producidos en México.

Grupo	$P^* = \frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho_m = \frac{\rho_l f_y}{f'_c}$	f_y (MPa)	s (mm)	c_c (mm)
I $f'_c = 30 \text{ MPa}$	0.05	$\rho_{m1} = 0.10$	420	100	40
		$\rho_{m2} = 0.30$			
		$\rho_{m3} = 0.50$			
	0.25	$\rho_{m1} = 0.10$	420	100	40
		$\rho_{m2} = 0.30$			
		$\rho_{m3} = 0.50$			
	0.45	$\rho_{m1} = 0.10$	420	100	40
		$\rho_{m2} = 0.30$			
		$\rho_{m3} = 0.50$			
II $f'_c = 60 \text{ MPa}$	0.05	$\rho_{m1} = 0.10$	420	100	40
		$\rho_{m2} = 0.30$			
		$\rho_{m3} = 0.50$			
	0.25	$\rho_{m1} = 0.10$	420	100	40
		$\rho_{m2} = 0.30$			
		$\rho_{m3} = 0.50$			
	0.45	$\rho_{m1} = 0.10$	420	100	40
		$\rho_{m2} = 0.30$			
		$\rho_{m3} = 0.50$			

Tabla 4.1 - Datos del estudio paramétrico de columnas de concreto presforzado.

Además, el estudio está bajo la condición de cumplimiento de la normativa actual propuesta por el ACI 318-14 en lo que refiere a la cuantía de acero transversal, en la cual, se estipula lo siguiente en su apartado 18.7.5.4.

Refuerzo Transversal	Condiciones	Expresiones	
$\frac{A_{sh}}{s b_c}$ Para Estribos Rectilíneos	$P_u \leq 0.30 A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 MPa$	Mayor que (4.11) y (4.12)	$0.30 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (4.11)$ $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (4.12)$
	$P_u > 0.30 A_g f'_c$ o $f'_c > 70 MPa$	Mayor que (4.11), (4.12) y (4.13)	$0.20 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (4.13)$
ρ_s Para Espirales o Estribos Circulares	$P_u \leq 0.30 A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 MPa$	Mayor que (4.14) y (4.15)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (4.14)$ $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (4.15)$
	$P_u > 0.30 A_g f'_c$ o $f'_c > 70 MPa$	Mayor que (4.14), (4.15) y (4.16)	$0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (4.16)$

Tabla 4.2 – Requerimientos de refuerzo transversal para columnas según apartado 18.7.5.4 del ACI 318-14.

Los coeficientes k_f y k_n son factores de confinamiento efectivo en donde serán calculados con las siguientes expresiones:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1 \quad (4.17)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (4.18)$$

Donde n_l es el número de barras o paquetes de barras longitudinales arriostradas alrededor del perímetro del núcleo de la columna.

Para la construcción y análisis de las relaciones para el análisis paramétrico propuesto, también se empleó el programa de análisis *ColAnalysis V6.0*.

A continuación se muestran los resultados obtenidos a manera de gráficas para cada sección y a la vez para cada uno de los grupos de estudio, de acuerdo a la tabla 4.1.

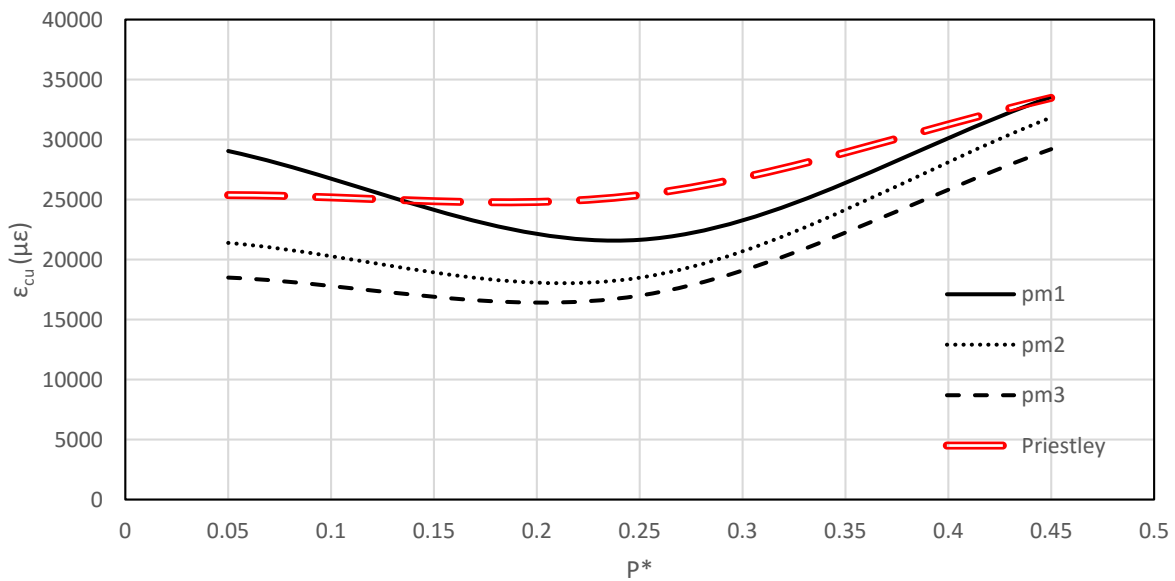


Figura 4.8 – Deformación última del núcleo de concreto confinado, Sección cuadrada, Grupo I.

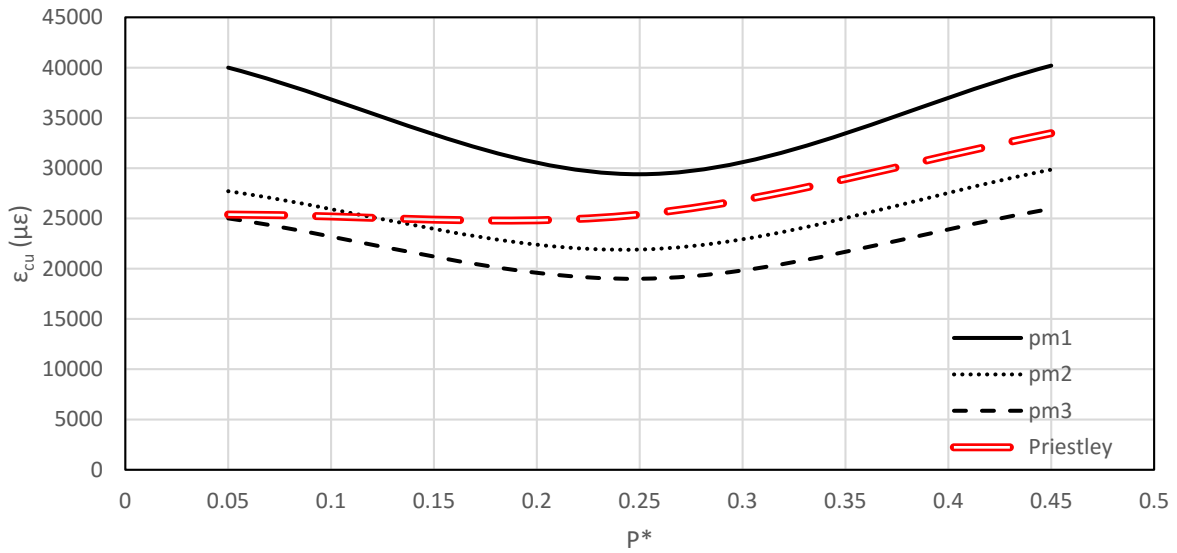


Figura 4.9 – Deformación última del núcleo de concreto confinado, Sección cuadrada, Grupo II.

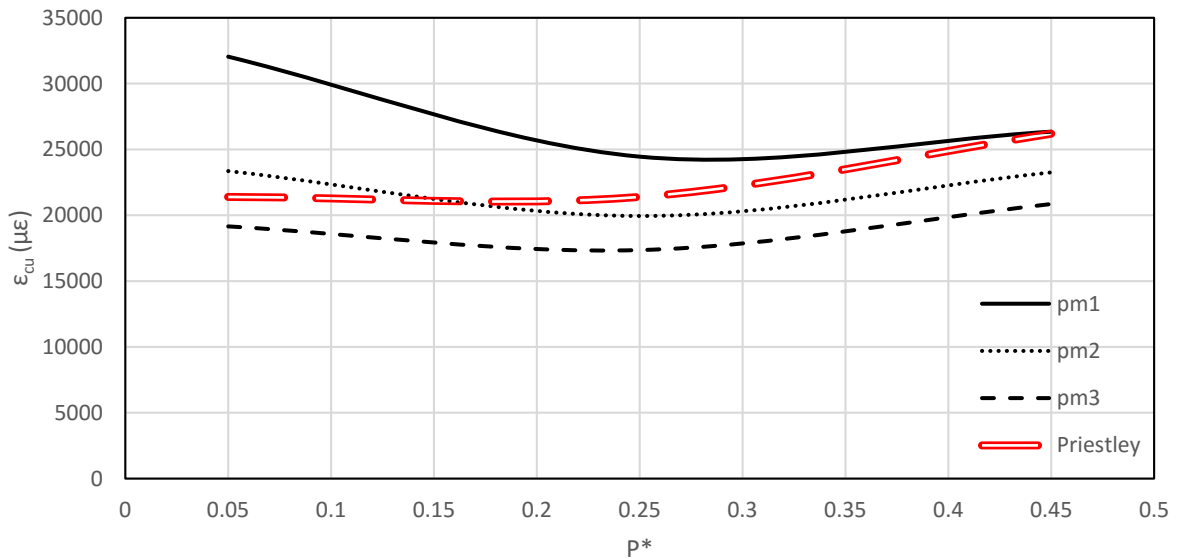


Figura 4.10 – Deformación última del núcleo de concreto confinado, Sección circular, Grupo I.

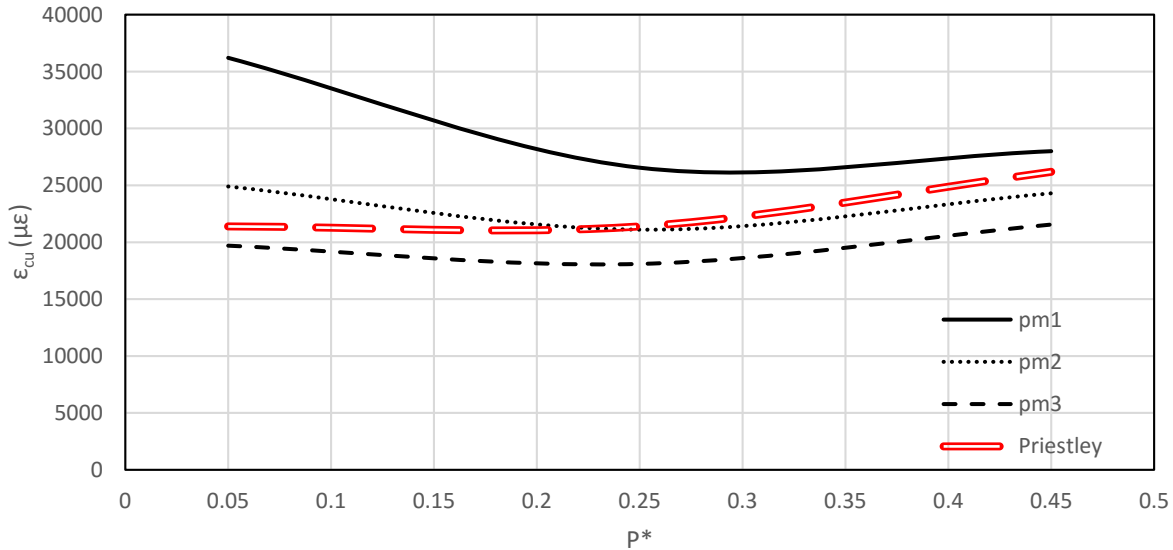


Figura 4.11 – Deformación última del núcleo de concreto confinado, Sección circular, Grupo I.

De los resultados obtenidos es claro ver el efecto de la cuantía longitudinal y del nivel de carga axial, P^* . Siendo más claro el impacto producido por el acero longitudinal, ya que para valores de ρ_m bajos la deformación máxima ϵ_{cu} puede ser mayores en más del 50% en valores correspondientes a valores altos de ρ_m . Esto sucede ya que al aumentar las cuantías de acero longitudinal se incrementa la energía de deformación por unidad de volumen de éste, por lo cual, bajo un estado de deformaciones se tendrá una mayor cantidad de energía de deformación, reduciendo de esta manera la energía de deformación disponible por cada nivel de estibos, y con esto reduciendo la capacidad de deformación del elemento. Por lo tanto, es claro ver la importancia de considerar este fenómeno, contrario a lo se infiere de la ecuación (4.10) establece, en la que no se toma en cuenta este efecto.

De la misma manera es importante ver que para niveles de carga axial, P^* , mayores que 0.30 la capacidad de deformación tiene a aumentar, lo que en producto de las nuevas expresiones del ACI 318-14, las cuales consideran un requerimiento mayor de refuerzo transversal para niveles mayores de carga axial en columnas. De no tomar en cuenta lo anterior, tal como los requerimientos propuestos actualmente por las Normas

Técnicas Complementarias del Distrito Federal (NTC 2004), la capacidad de deformación sería afectada en gran medida por el nivel carga axial actuante.

De lo anterior se infiere la importancia de contar con expresiones para el cómputo de ϵ_{cu} , que toman en cuenta el efecto de estos parámetros, con base en los requerimientos mínimos de cuantía transversal propuestos por el ACI 318-14.

4.3.2.- Deformación última asociada al aplastamiento del núcleo de concreto

En el mercado actual existe una gran variedad de barras de acero de refuerzo, con la que ingeniero es capaz de elegir entre un gran catálogo de aceros, con el que cada uno cuenta con características únicas, estas características van desde una mayor especificación de resistencia a la fluencia, hasta una capacidad de deformación muy elevada.

En mercados como el Japonés o Neozelandés es usual usar barras para el refuerzo transversal con una capacidad de deformación bastante elevada respecto al refuerzo existente en el mercado mexicano, por lo cual el considerar una falla del núcleo de concreto por fractura de refuerzo transversal para este tipo de aceros no es una falla necesariamente dominante, sino también es necesario considerar otro modo de falla para el núcleo de concreto, y éste es su aplastamiento, que se comenta en lo que sigue.

El aplastamiento del núcleo ocurre cuando existe un nivel de carga axial tal que el concreto en la zona a compresión no es capaz de soportar, y su vez la energía de deformación que le impone el concreto en compresión y el acero longitudinal no superara lo que el refuerzo transversal es capaz de resistir, ya sea por una alta cuantía de refuerzo transversal, o porque el acero transversal cuenta con una gran capacidad de deformación.

Para definir este modo de falla, se tomará como criterio cuando la carga axial actuante sobrepase la capacidad de resistencia del núcleo, esto se define, cuando en la relación

esfuerzo-deformación del concreto confinado tenga un decremento de un 20% respecto a f'_{cc} , tal como lo muestra las Figuras 4.12 y 4.13

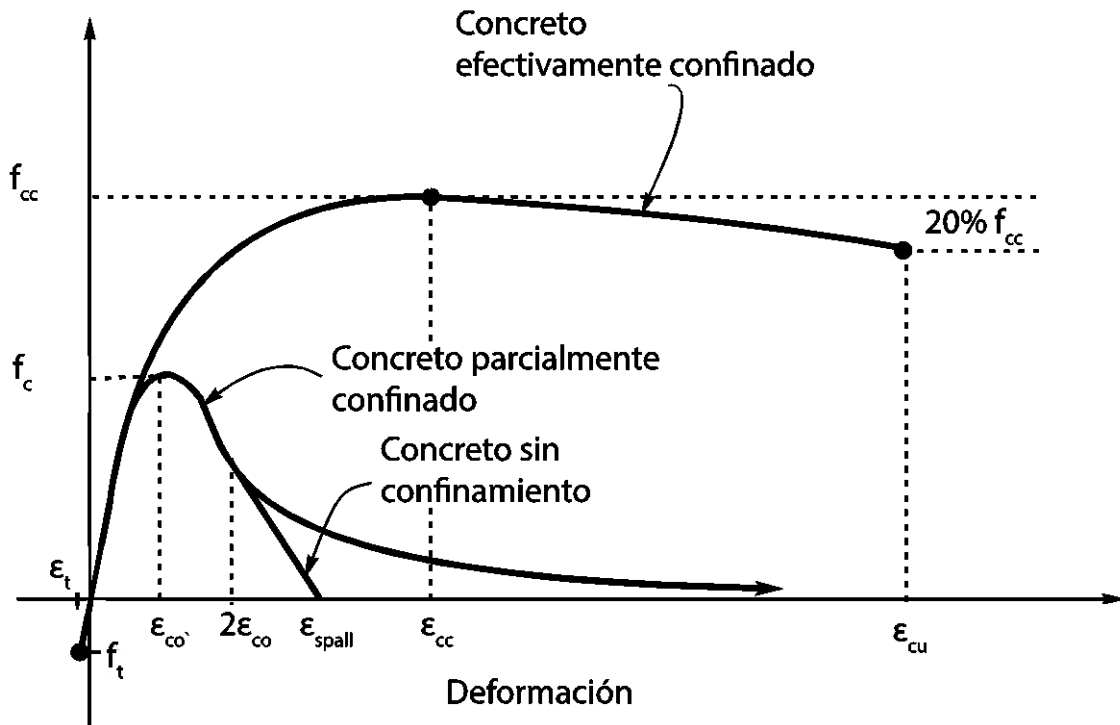


Figura 4.12 – Criterio de capacidad de deformación del concreto asociado al aplastamiento del núcleo.

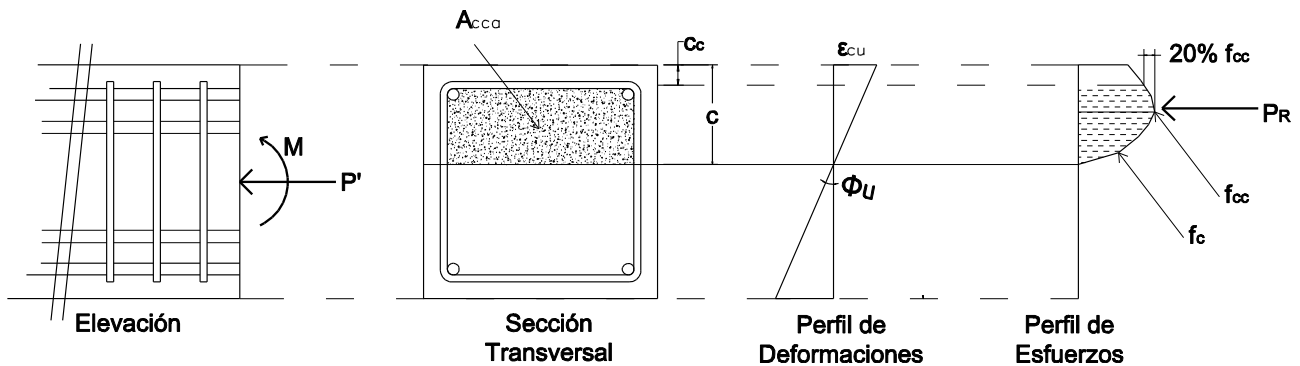


Figura 4.13 – Capacidad de carga resistente asociada a falla por aplastamiento.

Por lo tanto, la condición de falla por aplastamiento de concreto estará regida por:

$$P_R = A_{cca} \int_0^{c-c_c} f_c d\varepsilon \leq P' \quad (4.18)$$

Donde:

P_R = Carga resistente de la sección determinante en compresión.

A_{cca} = Área del núcleo de la sección bajo un estado de compresiones.

$P' \cong P_T - ec$ (5.11).

Para ver el efecto que este fenómeno influye en la capacidad de deformación de la sección, se realizó un estudio paramétrico en cual se analizó una columna rectangular de dimensiones en sección de 600 x 600 milímetros, la cual cuenta con una cuantía transversal que obedece a lo estipulado por el ACI 318-14 (ver Tabla 4.2). Los datos usados para realizar este análisis se pueden ver en la Tabla 4.3

f'_c	$P^* = \frac{P_T}{A_g f'_c}$	$\rho_m = \frac{\rho_l f_y}{f'_c}$	f_y (MPa)	S (mm)	c_c (mm)
$f'_c = 60 \text{ MPa}$	0.10	0.10, 0.30, 0.50	420	100	40
	0.20	0.10, 0.30, 0.50	420	100	40
	0.40	0.10, 0.30, 0.50	420	100	40
	0.60	0.10, 0.30, 0.50	420	100	40

Tabla 4.3 - Datos del estudio paramétrico de columnas de concreto presforzado para falla por aplastamiento del núcleo de concreto.

Los resultados del estudio paramétrico nos permiten conocer la influencia que tiene el nivel de carga axial, así como la cuantía de refuerzo longitudinal a la deformación última del núcleo asociada al aplastamiento del núcleo. Los datos arrojados del estudio paramétrico son mostrados gráficamente en la Figura 4.14

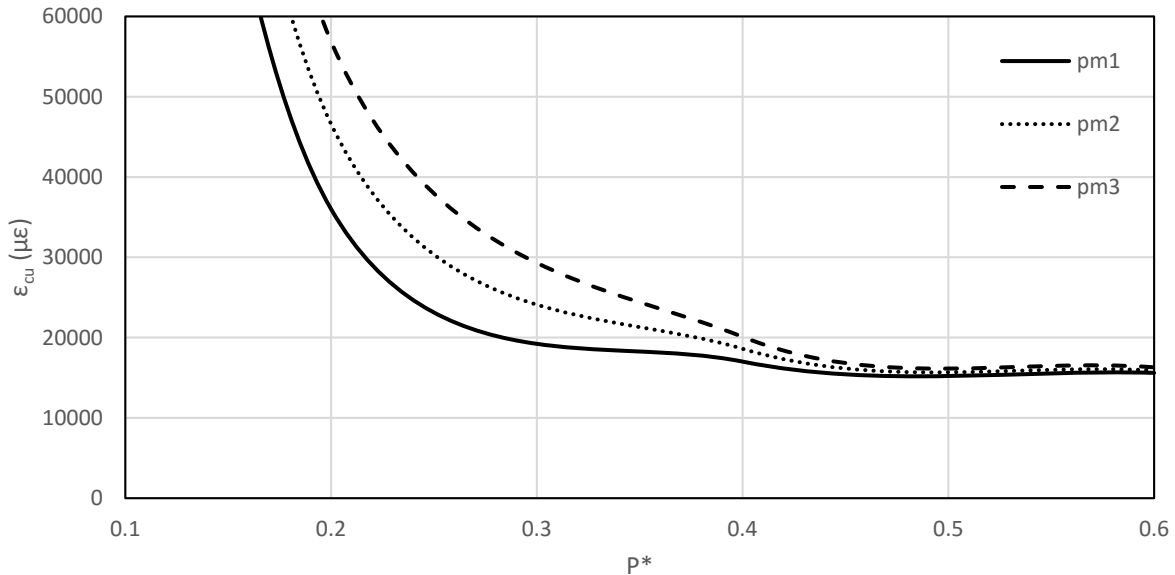


Figura 4.14 – Resultados del estudio paramétrico para la deformación última del núcleo de concreto asociado al aplastamiento del núcleo.

En la figura 4.14 nos muestra la respuesta a la deformación de la sección respecto al nivel de carga axial actuante, así como el efecto que el acero longitudinal contribuye a esto, dando como resultado un punto de inflexión en el cual para niveles de carga axial menores que 0.40 el volumen de acero longitudinal y la carga axial tiene un peso importante a la capacidad de deformación, mientras que para niveles de carga axial mayores estos parámetros no tienen una influencia alguna a los resultados.

Para ver la influencia que la resistencia a la compresión del concreto tiene en este fenómeno la Figura 4.15 muestra los resultados de un estudio paramétrico donde se varío f'_c desde 50 MPa hasta 70 MPa en intervalos de 5 MPa, donde para cada valor de f'_c se analizó con 1, 3.5 y 6% de cuantía longitudinal, donde con línea continua se muestra los resultados con 1% de cuantía, con línea parcial con un punto representa el 3.5% de cuantía, mientras que la línea parcial con doble punto el 6%.

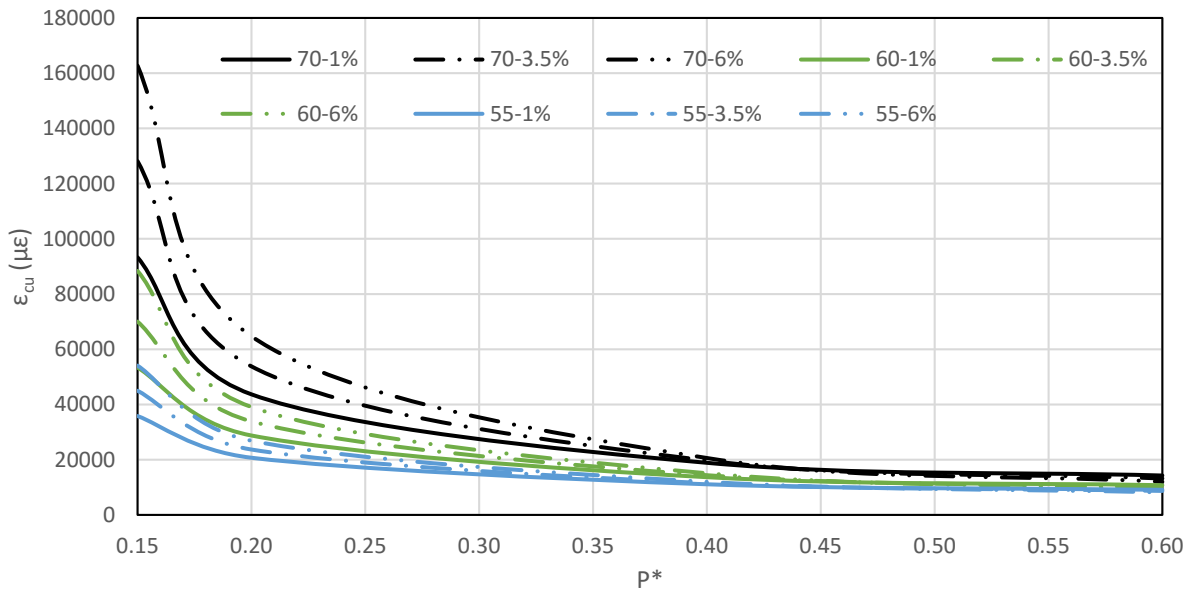


Figura 4.15 - Deformación última del núcleo de concreto asociado al aplastamiento del núcleo considerando la variación de f'_c .

De los resultados del estudio paramétrico mostrados en la Figura 4.15 es lógico que para valores de f'_c cada vez menores, la capacidad de deformación será afectada, sin embargo de los resultados obtenidos para valores de $f'_c \leq 50$ MPa la sección estudiada no presenta esta tendencia, si no que se presenta un aumento en la capacidad de deformación asociada al aplastamiento del núcleo de concreto, es por lo cual no se muestran los resultados para $f'_c \leq 50$ MPa, ya que salen de escala, lo anterior, producto de un aumento en la profundidad del eje neutro, que lleva a un aumento del área en compresión. Por lo que se puede concluir que la falla de la sección por aplastamiento del núcleo de concreto solo se presentará en especímenes con concretos especificados a una resistencia a la compresión $f'_c > 50$ MPa.

4.4.- Modelo propuesto para la predicción del inicio del pandeo de los cables de presfuerzo adherido.

Tal como en la sección 4.1 de este capítulo en el que se estudia el inicio del pandeo de las barras de refuerzo convencional, en este apartado se propone un procedimiento que permita determinar el inicio del pandeo de los cables de presfuerzo.

Este modelo de falla surge de la necesidad de aproximar una expresión que prediga este comportamiento, ya que el cable al estar adherido al concreto se encuentra bajo un estado de compatibilidad de deformaciones. Al ser un elemento tipo cable, este no podrá soportar grandes deformaciones a compresión, pero en estudios experimentales de columnas pretensadas sujetas a cargas cíclicas se puede ver que los cables de presfuerzo cuentan con una cierta capacidad de soportar compresiones, tal como lo muestran los resultados mostrados por Pam et al (1988) y Budek et al (1997b).

Los resultados de la deformación a compresión, asociada al inicio del pandeo de cable de presfuerzo obtenidos de la evaluación de estos trabajos experimentales se muestra en la Figura 4.16. Los resultados están en función de la relación s/d_{bp} , donde d_{bp} , es el diámetro del cable de presfuerzo.

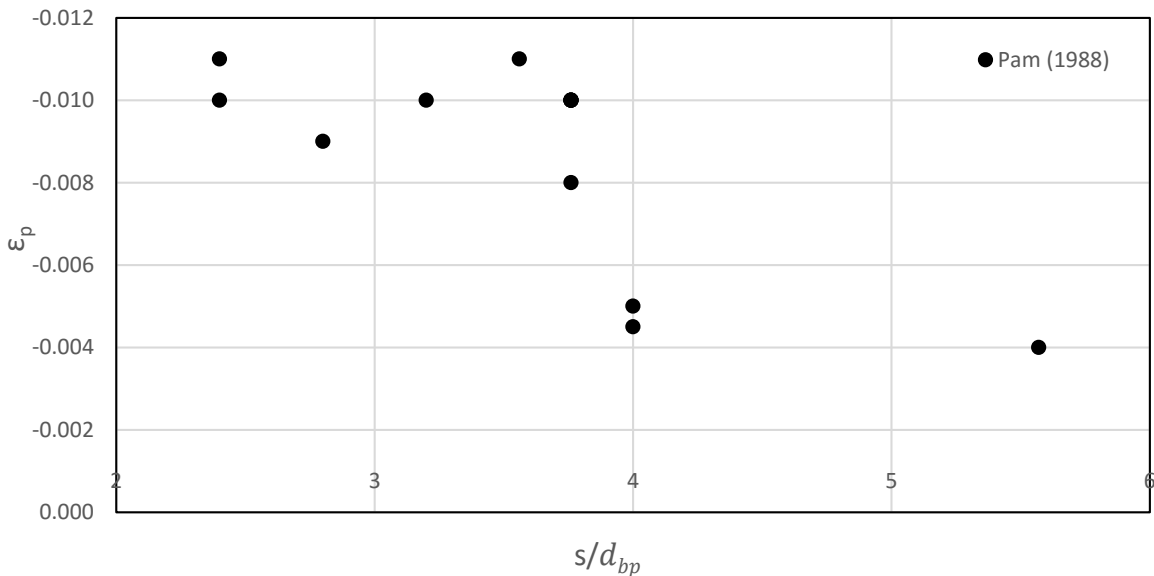


Figura 4.16 - Parámetro ϵ_p versus s/d_{bp} .

Los resultados experimentales, muestran que para una relación $s/d_{bp} > 4$ el valor de ε_p se puede tomar de manera aproximada igual a 0.005, mientras que para valores menores de $s/d_{bp} \leq 4$ el valor será igual a 0.010. Sin embargo, con el fin de mostrar una representación continua de este fenómeno, la predicción quedará gobernada por la ec. (4.19).

$$-0.10 \leq \varepsilon_p = -\frac{5 - \frac{s}{d_{bp}}}{200} < -0.005 \quad (4.19)$$

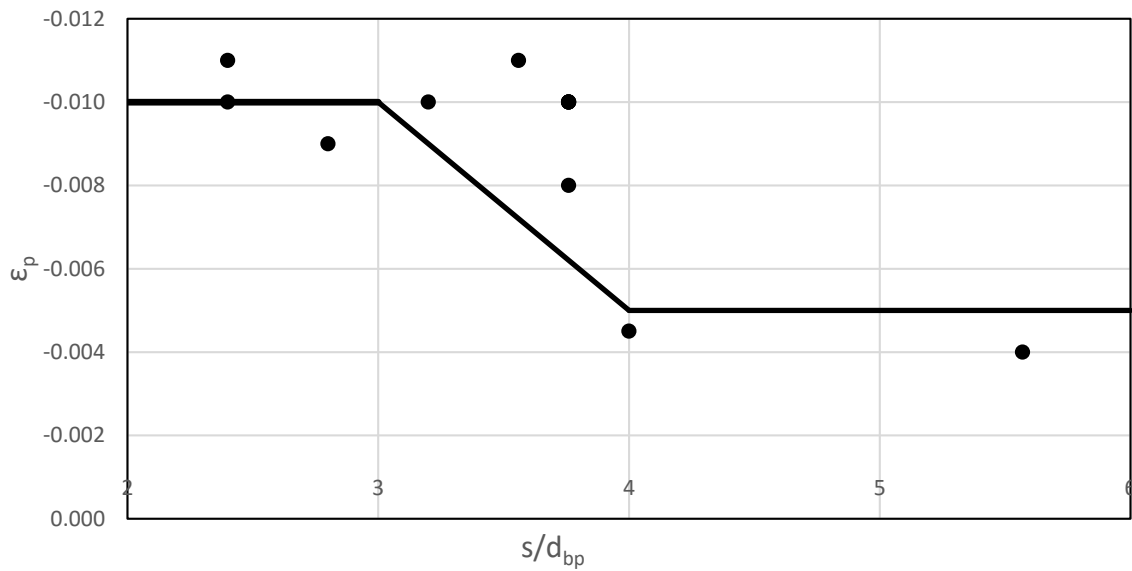


Figura 4.17 - Modelo de predicción para ε_p y resultados experimentales.

Sin embargo la deformación ε_p , no es la deformación máxima a compresión de la sección, ya que el cable de presfuerzo es sometido a una deformación inicial a tracción, por lo tanto será necesario una deformación adicional para tomar en cuenta la deformación a tracción inicial del cable, tal como se muestra en la siguiente figura:

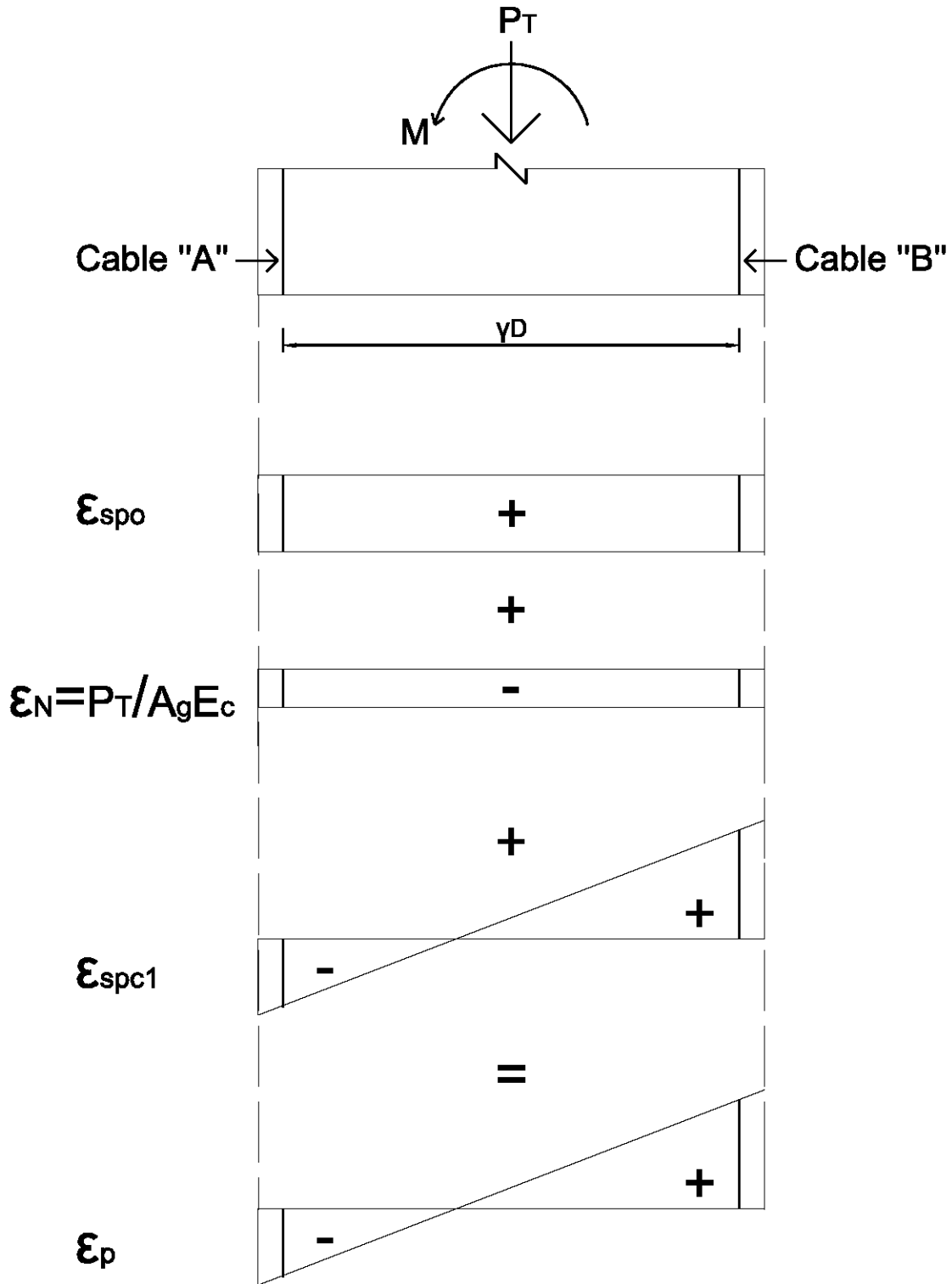


Figura 4.18 - Perfil de deformaciones en una sección de columna con presfuerzo adherido.

En la Figura 4.18 se muestra de manera esquemática, algunas características de una columna de concreto en la que actúa el momento M y la carga axial actuante P_T . En particular nos interesa el comportamiento de los cables extremos de la columna, cables A y B, siendo el cable A, el de mayor interés debido a ser el que se encuentra en un estado de deformaciones a compresión, estos cables se encuentran a una distancia a ejes igual a γD , donde γ depende en cada caso en la posición de los cables extremos críticos. Se considera que la deformación en tracción es positiva y las de compresión, negativas. Además, de acuerdo a la Figura 4.18 la deformación asociada al pandeo del cable será igual a la suma algebraica de deformaciones en la sección, como se muestra en la siguiente expresión:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{spo} + \varepsilon_N + \varepsilon_{spc1} \quad (4.18)$$

Donde ε_{spo} es la deformación inicial de cable de presfuerzo producto del tensado inicial, ε_N , es la deformación axial de la sección producto de la carga impuesta por el pretensado y ε_{spc1} es la deformación producto del momento flector actuante, por lo cual, con el modelo de predicción de ε_p propuesto, la incógnita en la ec. (4.18) queda reducida solamente a ε_{spc1} , quedando definido de la siguiente manera.

$$\varepsilon_{spc1} = \varepsilon_p - \varepsilon_{spo} - \varepsilon_N \quad (4.19)$$

De la definición de curvatura, y de la Figura 4.18, se obtiene la curvatura última asociada al inicio del pandeo de la barra longitudinal más crítica, ϕ_u :

$$\phi_u = \left| \frac{\varepsilon_p - \varepsilon_{spo} - \varepsilon_N}{c - c_c - d_{bh} - \frac{d_{bp}}{2}} \right| \quad (4.20)$$

Donde ε_{spo} , quedara definido por la ec. (4.21):

$$\varepsilon_{spo} = \frac{\text{Presfuerzo Inicial Total}}{N_o \text{ Cables } Area_{cable}} \quad (4.21)$$

5.- CAPACIDAD A FLEXOCOMPRESIÓN DE COLUMNAS DE CONCRETO PRESFORZADO

5.1.- Introducción

Del equilibrio de una sección de concreto reforzado con presfuerzo:

$$C_c + T_s + C_s + T_{PR} + T_{po} + P = 0 \quad (5.1)$$

La Figura 5.1 muestra esquemáticamente las fuerzas involucradas en el equilibrio de un segmento de columna de concreto presforzado. Las fuerzas actuantes están representadas por la fuerza axial P y el momento actuante M_{max} . Las fuerzas internas que equilibran a las externas son la fuerza en tracción del acero de refuerzo del lecho “B” en el extremo de la sección y la fuerza en tracción en el acero de refuerzo del lecho “C” en la zona central, T_s y T_i , respectivamente. Fuerzas internas adicionales son la fuerza de concreto en compresión, C_c , ubicada a una distancia x_c de la fibra extrema en compresión, así como la fuerza del acero del lecho “A” en compresión, C_s . También actúan las fuerzas en tracción de los torones de presfuerzo de los lechos 1 y 2, T_{PR} y T_{po} , respectivamente, (ver Figura 5.1). La fuerza T_{PR} es la fuerza del torón del lecho “1” en el estado de la columna deformada, y es igual a T_{po} más un incremento debido a la elongación del torón, ΔT_{PR} . El modelo analítico empleado es aplicable al caso de columnas con acero de refuerzo y presfuerzo simétricos.

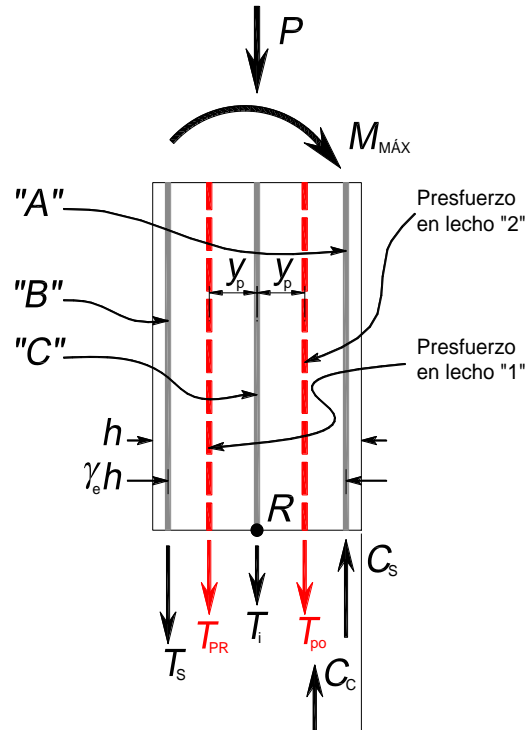


Figura 5.1. Fuerzas actuantes externas e internas en una columna de concreto presforzada simétricamente sometida a acciones laterales (Torres et al, 2013).

Torres et al (2013) adoptaron dos hipótesis básicas del trabajo de Restrepo y Rodríguez (2013) para el cálculo de la capacidad resistente en flexión de columnas, M_{cd} , para la cual se emplea las propiedades medidas de los materiales y el efecto del comportamiento cíclico reversible no lineal del acero de refuerzo.

La primera hipótesis es que la fuerza en el acero en compresión, C_s , es igual a la fuerza del acero en tracción, T_s , y que ambas fluyen, lo que lleva a:

$$C_s = T_s = \frac{1}{3} \rho_l \hat{f}_y A_g \quad (5.2)$$

Donde ρ_l es la cuantía de refuerzo longitudinal, \hat{f}_y es el esfuerzo de fluencia medido del acero de refuerzo, y A_g es el área bruta de la sección. Se debe observar que en este

modelo el acero de refuerzo se ha concentrado en partes iguales en tres lechos de acero de refuerzo (Restrepo y Rodríguez, 2013).

La segunda hipótesis es que el acero de refuerzo en el lecho intermedio siempre está en tracción, y llega a la fluencia, lo que lleva a:

$$T_i = \frac{1}{3} \rho_l \hat{f}_y A_g \quad (5.3)$$

La combinación del equilibrio de fuerzas y la ec. (5.2) implica que se deba cumplir:

$$C_c = P + T_{PR} + T_{po} + T_i \quad (5.4)$$

Con base en el equilibrio y en las hipótesis anteriormente mostradas, se propone la ecuación (5.5), la cual se basa en la propuesta por Restrepo y Rodríguez (2013) para el cálculo del momento máximo M_{cd} en columnas sin presfuerzo. Para el caso de columnas presforzadas Torres et al (2013) propusieron considerar el efecto de dos términos que resultan del traslado de las fuerzas T_{PR} y T_{po} al punto R, así como del efecto del momento flexionante causado por estas fuerzas alrededor del punto R : El primero dado por la fuerza $T_{PR} + T_{po}$, y el segundo término adicional está dado por el par provocado por la fuerza $T_{PR} - T_{po}$. El equilibrio de las fuerzas que se muestran en la Figura 5.1 lleva a:

$$M_{cd} = T_s \gamma_e D + (P + T_i) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} + T_{po}) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} - T_{po}) y_p \quad (5.5)$$

El parámetro γ_e en la ecuación (5.5), ver también la Figura 5.1, para secciones circulares está dado por la siguiente expresión (Restrepo y Rodríguez, 2013).

$$\gamma_e = \zeta \left(1 - \frac{1}{D} (d_{be} + 2 (d_{bh} + c_c)) \right) \quad (5.6)$$

En la expresión anterior d_{bh} es el diámetro del refuerzo transversal, c_c es el recubrimiento de este refuerzo, y d_{be} , diámetro equivalente del refuerzo longitudinal, el cual se calcula empleando la siguiente expresión:

$$d_{be} = 2 \sqrt{\frac{\rho_l A_g}{\pi n_b}} \quad (5.7)$$

Donde n_b es el número de barras de refuerzo de la sección equivalente, que para el caso de secciones rectangulares se considera el valor ocho, mientras que para secciones circulares se considera igual a 6, de acuerdo con Restrepo y Rodríguez (2013).

El coeficiente ζ en la ec. (5.6), será igual a 1 para columnas rectangulares y para columnas de sección circular se calcula con la expresión siguiente:

$$\zeta = \cos(\pi/n_b) \quad (5.8)$$

El valor de la ubicación de la fuerza en compresión del concreto, x_c , (ver Figura 5.1), para una columna circular de concreto reforzado, sometida a la carga axial P, está dado por la siguiente expresión (Restrepo y Rodríguez, 2013):

$$\frac{x_c}{D} = 0.32 \frac{P}{A_g \widehat{f}'_c} + 0.10 \quad (5.9)$$

Mientras que para columnas rectangulares la expresión está dada de la siguiente manera:

$$\frac{x_c}{D} = 0.34 \frac{P}{A_g \widehat{f}'_c} + 0.07 \quad (5.10)$$

donde \widehat{f}'_c es la resistencia a compresión medida del concreto.

En el caso de columnas con presfuerzo, la carga axial P en las ecs. (5.9) y (5.10) se reemplaza por la carga axial P_T , la cual se define como:

$$P_T = P + T_{PR} + T_{po} \quad (5.11)$$

Para asegurar que el torón en tracción del lecho 1 no supera el límite nominal de proporcionalidad, es necesario revisar que la fuerza en el torón, T_{PR} , no exceda el valor de la fuerza F_{pp} , con el procedimiento que se describe más adelante. Esta fuerza se define como (Torres et al, 2013):

$$F_{pp} = f_{pp} \frac{A_{sp}}{2} \quad (5.12)$$

Donde, f_{pp} representa el límite nominal de proporcionalidad, y A_{sp} es el área total de acero de presfuerzo en la sección; El factor 2 de la ec. (5.12) se debe a que en esta derivación se está empleando dos lechos de torones, como se muestra en la Figura 5.1.

5.2.- Modelo analítico para el cálculo de las fuerzas en los torones de presfuerzo de una columna

Para el procedimiento que aquí se propone, es necesario conocer el valor de la fuerza ΔT_{PR} en el torón de presfuerzo de la columna, cuando éste alcanza su máxima resistencia a flexión con el desplazamiento lateral en su extremo, δ_{ls} , además, conocer la magnitud de la fuerza que actúa en segundo lecho de presfuerzo, T_{po} , el cual dependerá de la condición de adherencia a la que se encuentre.

Este desplazamiento corresponde a la condición de la columna deformada cuando el torón crítico alcanza la fluencia, se alcanza la deformación máxima de la sección como se vio en el capítulo 4. Para ello se empleó el modelo que muestra la Figura 5.2 (Torres et al, 2013). Este modelo representa a la columna en el estado sin deformar con el presfuerzo inicial, ver Figura 5.2a, con el esfuerzo en el torón f_{ps} , y deformación en

éste, ε_{spo} . La Figura 5.2b muestra el estado deformado de la columna, con el cambio de esfuerzos, respecto a la condición inicial, en los torones de presfuerzo.

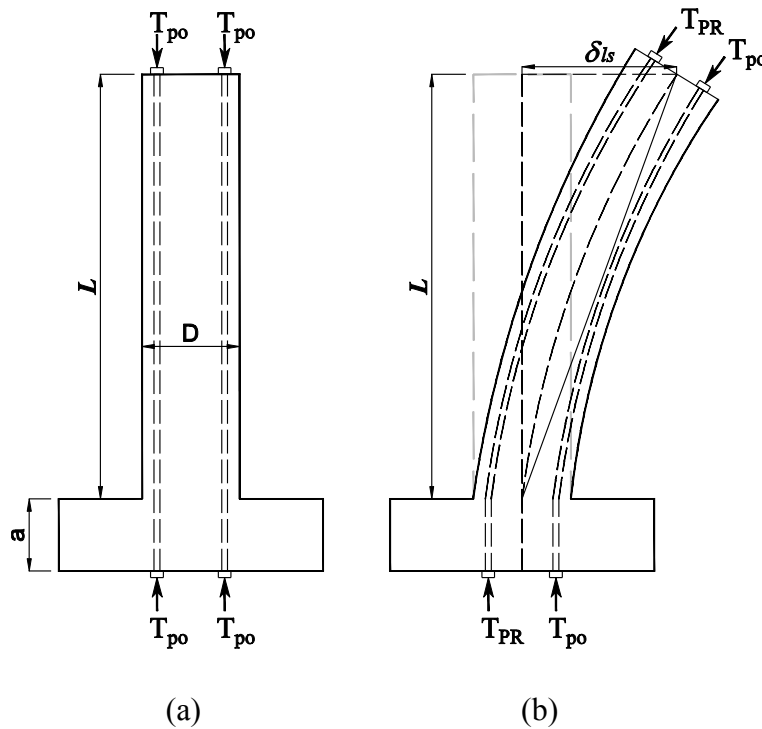


Figura 5.2 - Estados de una columna con presfuerzo no adherido en las condiciones con y sin desplazamiento lateral (Torres et al, 2013).

5.2.1.- Compuo del incremento de la fuerza en el primer lecho de presfuerzo

En el caso de una columna con presfuerzo ya sea adherido o no adherido, en su condición deformada mostrada en la Figura 5.2, la fuerza ΔT_{PR} se calcula empleando la deformación $\Delta \varepsilon_{spi}$, la cual es igual al incremento de deformaciones en el torón de presfuerzo para el estado de la columna deformada.

Para el caso de una columna con presfuerzo adherido, cuando alcanza el desplazamiento lateral δ_{ls} , el valor de la deformación del cable de presfuerzo se obtiene como se procede en una sección típica de un elemento de concreto reforzado. Para ello se considera la curvatura ϕ de la sección en la base de la columna, se debe tomar en

cuenta que ϕ es igual a la curvatura ϕ_u asociada al modo de falla predominante considerada para definir el desplazamiento lateral δ_{ls} .

Para la curvatura ϕ_u , la deformación en el cable de presfuerzo ubicado a una distancia $D/2 + y_p$ del extremo en compresión es $\Delta\varepsilon_{spi}$ (ver Figura 5.3). Así mismo, se considera que la profundidad del eje neutro, c , es igual a $2x_c$ para columnas de sección circular y $2.8 x_c$ para secciones rectangulares, tal como lo propone Restrepo y Rodriguez (2014).

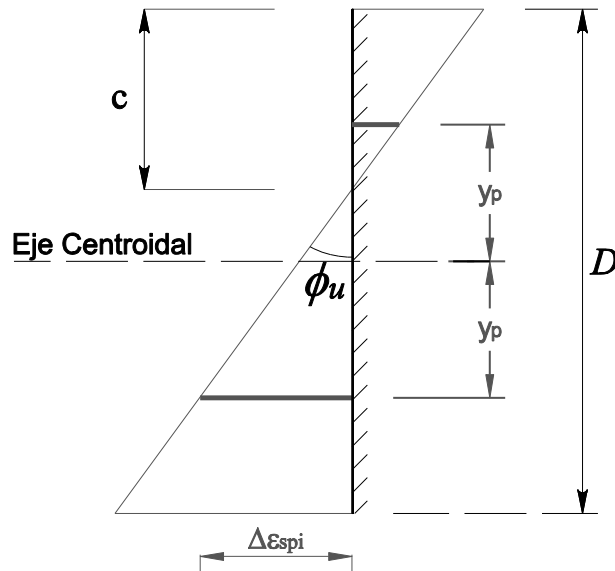


Figura 5.3 - Relación de la curvatura de la columna con la fuerza y deformaciones en el cable de presfuerzo adherido.

De esta manera, considerando la Figura 5.3, la deformación $\Delta\varepsilon_{spi}$ del torón de presfuerzo en el lecho 1 (Figura 5.1) está dada por la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon_{spi} = \phi_u(0.50 D + y_p - c) \quad (5.13)$$

Donde el parámetro y_p , se ilustra en la Figura 5.1, para el caso en se analicen columnas con dos lechos de presfuerzo y estos se encuentren a distancias iguales del centro de la sección. En el caso de que la sección tenga más de dos lechos de presfuerzo, el

parámetro y_p , será equivalente a $1/5 D$, esta equivalencia resulta de una calibración de resultados respecto a ensayos experimentales. Dicho ajuste se realizó con el programa *ColAnalysis V6.0*, en donde, corroborado con ensayos experimentales se buscó el factor que minimizara el error entre el momento reportado y el momento computado, dando como resultado este valor.

Para columnas presforzadas con cables no adheridos, una hipótesis razonable para relacionar la distorsión de la columna, δ_{ls}/L , con la rotación plástica en la base, θ , es suponer que son iguales (Torres et al, 2013). Esta aproximación es adecuada para el desplazamiento máximo de la columna que ocurre en el intervalo inelástico de comportamiento. La ec. (5.14) relaciona parámetros de la columna a nivel del elemento (δ_{ls}, L) y a nivel de la sección (θ).

$$\theta \cong \frac{\delta_{ls}}{L} \quad (5.14)$$

La curvatura en la base de la columna se relaciona con la fuerza T_{PR} , debido a que esta fuerza es función de la deformación en el cable de presfuerzo, por lo que es necesario estimar las deformaciones en estos cable, los cuales se calculan en función de la rotación, θ .

La Figura 5.4 muestra la fuerza T_{PR} y la elongación del cable de presfuerzo no adherido y la rotación en la base de la columna. El incremento de alargamiento en el cable de presfuerzo no adherido, $\Delta\varepsilon_{spi}$, se estimó según lo muestra Torres y Rodriguez (2013) con la ec. (5.15), el cual se basa en la hipótesis descrita anteriormente, donde el parámetro “a” corresponde a la altura de la cimentación de la columna.

$$\Delta\varepsilon_{spi} = \left(\frac{\delta_{ls}}{L}\right) \left(\frac{\frac{1}{2}D + y_p - c}{L + a}\right) \quad (5.15)$$

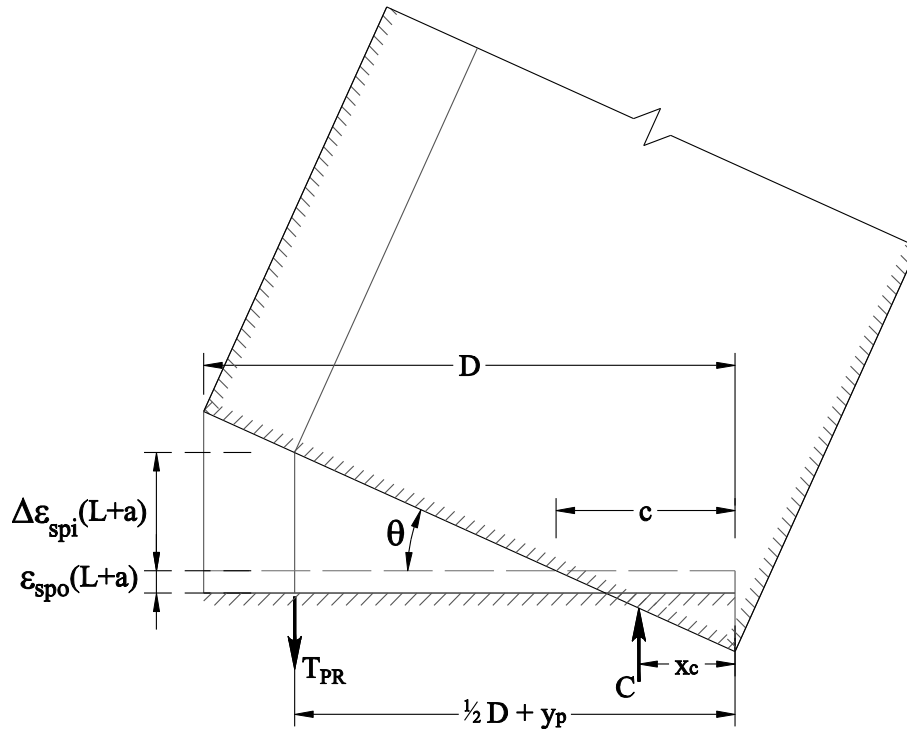


Figura 5.4 - Rotación en la base de la columna deformada y deformaciones en el cable de presfuerzo no adherido (Torres et al, 2013).

Una vez determinado $\Delta \epsilon_{spi}$ para cada tipo de columna presforzada, se procede a computar la fuerza ΔT_{PR} la cual se calcula con las ecs. (5.16) y finalmente se revisa con la ec (5.17) que la fuerza en su condición deformada, no excede a la correspondiente al límite nominal de proporcionalidad.

$$\Delta T_{PR} = E_{ps} \Delta \epsilon_{spi} \frac{A_{sp}}{2} \quad (5.16)$$

$$T_{PR} = T_{po} + \Delta T_{PR} \leq F_{pp} \quad (5.17)$$

Sin embargo, para el cálculo de M_{cd} en columnas con presfuerzo, ec. (5.4), con base en que T_{PR} está limitada por F_{pp} , se considera que la fuerza T_{PR} es igual a:

$$T_{PR} = F_{pp} \quad (5.18)$$

5.2.2.- Computo de la fuerza actuante en el segundo lecho de presfuerzo

Como se mencionó, para el caso de la Figura 5.2 la estimación de la fuerza en el segundo lecho de presfuerzo, T_{po} , estará definida según sea el tipo de adherencia en el cable, es decir, si la columna es de tipo “Presforzada” o “Postensada”.

Lo anterior se fundamenta en el hecho que una columna con presfuerzo adherido, el cable de presfuerzo se encuentra bajo un estado de compatibilidad de deformaciones, tal como si se tratara de una columna con refuerzo convencional, pudiendo así, inclusive, llegar a un estado de deformaciones a compresión.

La deformación en compresión que el cable adherido podrá tomar, no podrá sobrepasar el valor de ε_p , el cual se define en la sección 4.4 de este trabajo. Por lo tanto, la fuerza T_{po} para este tipo de columnas se considera que se convierte en la fuerza T_{pp} , definida como:

$$T_{pp} = \varepsilon_p E_{ps} \frac{A_{sp}}{4} \quad (5.19)$$

El factor 4 de esta ecuación fue determinado gracias al software desarrollado en esta investigación, que para su obtención, se realizó el computo la fuerza T_{pp} y por medio de una análisis de equilibrio, una vez obtenido el valor de dicha fuerza, y con los valores de ε_p , A_{sp} y E_{ps} definidos, se buscó un factor simple que minimizara el error entre lo calculado y lo reportado experimentalmente, llegando así a determinar este factor.

Mientras que una columna con presfuerzo no adherido, los cables, al no contar con compatibilidad de deformaciones, podrían llegar a un estado de esfuerzos nulos, éste producto de la capacidad de deformación de la sección, pero a nivel de elemento, el desplazamiento lateral δ_{ls} , (ver Figura 5.2) producirá un alargamiento en el cable no adherido, es por ello, que para una columna con cables no adheridos, producto de esa

combinación de estados de deformación, se tomará el valor de T_{po} , como se define en la siguiente expresión:

$$T_{po} = \frac{\text{Presfuerzo Inicial}}{2} \quad (5.20)$$

5.2.3.- Comentarios adicionales

Para el cómputo de M_{cd} , se ha empleado la hipótesis de que la fuerza T_{PR} en una columna con presfuerzo será igual a F_{pp} , lo que se considera una hipótesis congruente y con esto se define un procedimiento simple que se ha empleado para definir M_{cd} .

Se muestra posteriormente, una comparación de valores de M_{cd} obtenidos con este procedimiento, con los valores obtenidos en ensayos de columnas con presfuerzo, en el que se observa una excelente correlación, lo que sugiere la conveniencia del empleo del método propuesto.

En resumen, en realidad la fuerza T_{PR} del cable de presfuerzo en ambos casos, adherido y no adherido, está definida con la siguiente expresión:

$$T_{PR} = f_p(\varepsilon_{spo} + \Delta\varepsilon_{spi})A_{sp} / 2 \quad (5.21)$$

La expresión anterior indica que la fuerza T_{PR} depende de $\Delta\varepsilon_{spi}$. La ecs. (5.13) y (5.15) muestra que para valorar $\Delta\varepsilon_{spi}$, tanto para una columna con presfuerzo no adherido o adherido, es necesario conocer el valor de la profundidad del eje neutro, que a su vez, depende del parámetro x_c , que de acuerdo con las ecs. (5.9) y (5.10) depende rigurosamente a su vez de la fuerza T_{PR} , es decir sería necesario iterar hasta llegar a la convergencia, ya que aún no se conoce la fuerza T_{PR} . Esto sugiere la conveniencia del empleo de la hipótesis descrita en la ec (5.18) ya que con ello nos simplifica el procedimiento con base a una hipótesis razonable.

En este trabajo al valor de M_{cd} que resulta del empleo de la ec. (5.5), se le denomina valor de M_{cd} de Restrepo y Rodríguez modificado para columnas con presfuerzo. Para ver más claro, el uso de la ec. (5.5) según el tipo de presfuerzo que se use, ya sea adherido o no adherido, y con la consideración expuesta en la ec. (5.18), se presenta las ecs. (5.22) y (5.23) para el caso de columnas con presfuerzo adherido y no adherido respectivamente.

$$M_{cd} = T_s \gamma_e D + (P + T_i) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (F_{pp} + T_{pp}) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (F_{pp} - T_{pp}) y_p \quad (5.22)$$

$$M_{cd} = T_s \gamma_e D + (P + T_i) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (F_{pp} + T_{po}) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (F_{pp} - T_{po}) y_p \quad (5.23)$$

6.- EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN LATERAL DE COLUMNAS

6.1.- Introducción

Para la evaluación de la capacidad de deformación lateral en columnas, en este estudio se empleó el criterio propuesto por Torres et al. (2013), para calcular la deformación elástica lateral total máxima Δ_{yf} y la deformación lateral inelástica máxima $\Delta_{y\theta}$ de las columnas y el procedimiento propuesto por Razvi y Saatcioglu (1999), para el cómputo de la longitud plástica.

6.2.- Desplazamiento lateral elástico

Para el cálculo del desplazamiento de la columna, en el límite elástico, se propuso la siguiente expresión:

$$\Delta_y = \Delta_{yf} + \Delta_{y\theta} \quad (6.1)$$

Donde, Δ_{yf} , es la componente de desplazamiento por flexión en el límite elástico, considerando rigidez efectiva de sección. $\Delta_{y\theta}$, es la componente de desplazamiento por rotación de la base, debida a la deformación del acero de refuerzo longitudinal de la columna considerada desde el nivel a cara de la cimentación.

Para definir Δ_{yf} se empleó la siguiente expresión:

$$\Delta_{yf} = \frac{\phi_y}{3} L^2 \quad (6.2)$$

El parámetro, $\Delta_{y\theta}$, se tomó el trabajo realizado por Torres et al (2013), dicho parámetro está asociado a la deformación del acero de refuerzo longitudinal convencional en la

base de la columna, u_y , el cual se prolonga desde la base de la columna a cara de la cimentación hasta una profundidad de la cimentación igual a la longitud de desarrollo de la barra de refuerzo, ver Figura 6.1. La elongación u_y se calcula con la ec. (6.3), en esta ecuación, ε_y es la deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo y l_s la longitud de desarrollo que se calcula con la ec. (6.4), tomada del ACI 318-14, en función de los parámetros ψ_t, ψ_e y ψ_s , que se definen como los factores de modificación de la longitud de desarrollo por la localización del refuerzo, el revestimiento del refuerzo, el tamaño del refuerzo, respectivamente, los cuales fueron considerados igual a 1, para las condiciones particulares de los especímenes, el factor λ para concreto de peso normal es igual a 1 y en otro caso se debe emplear las recomendaciones del ACI 318-14.

$$u_y = \varepsilon_y l_s \quad (6.3)$$

Donde, l_s se define como

$$l_s = \frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} d_b \quad (6.4)$$

En la ec. (6.4), c_b es la mitad de la separación centro a centro de las barras que se desarrollan, k_{tr} es un índice de refuerzo transversal, d_b es el diámetro de la barra que desarrolla.

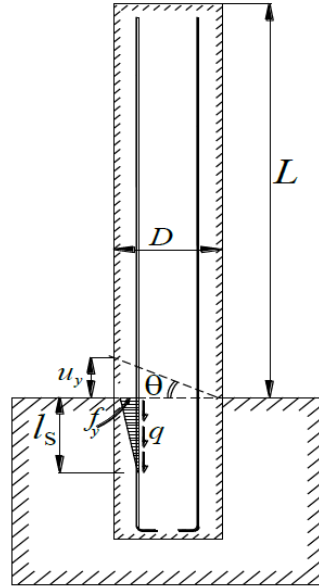


Figura 6.1 - Deformación del acero de refuerzo en la base de la columna (Torres et al, 2013).

De la combinación de las ecs. (6.3) y (6.4), se obtiene la ec. (6.5), en el cual se han realizado las evaluaciones de los factores, ψ_t , ψ_e , ψ_s , antes mencionados, el parámetro k_{tr} se consideró igual a 0 por recomendaciones del ACI 318-14.

$$u_y = \epsilon_y \frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} d_b \quad (6.5)$$

El factor d_b^2/c se expresó en términos de la cuantía de refuerzo longitudinal ρ_l , del diámetro de la sección, D, mediante la ec. (6.6), donde “n” es el número de barras de refuerzo longitudinal.

$$\frac{d_b^2}{c} = \frac{\frac{4 \rho_l}{\pi n} \left(\frac{\pi D^2}{4}\right)}{\frac{\pi \gamma_e D}{n}} = \frac{\rho_l D}{\pi \gamma_e} \quad (6.6)$$

De las ecs. (6.5) y (6.6), se obtiene la ec. (6.7), donde el factor n_c es igual al el número de lechos de refuerzo, λ es el cociente de la distancia entre los centros de barras diametralmente opuestas entre el peralte de la sección D .

$$u_y = \rho_l \epsilon_y n_c \lambda_D \left(D/\pi \gamma \right) \left(\hat{f}_y / 1.1 \lambda \sqrt{\hat{f}'_c} \right) \quad (6.7)$$

El factor λ_D es igual a 1 en caso de las secciones circulares y en caso de las secciones ovaladas este factor se puede generalizar introduciendo como dimensión del eje menor el parámetro D_x , que sería el ancho de la sección. Se emplea la siguiente expresión (Torres y Rodríguez, 2013).

$$\lambda_D = \left(\pi + 4 \left(\frac{D_x}{D} - 1 \right) / \left(\pi + \frac{2}{\gamma} \left(\frac{D_x}{D} - 1 \right) \right) \right) \quad (6.8)$$

La elongación u_y produce una rotación, θ , en la base de la columna igual a u_y/D , que a su vez produce un incremento en el desplazamiento del extremo superior de la columna igual a θL , con lo que se deduce que el desplazamiento el extremo de la columna $\Delta_{y\theta}$, es $u_y (L/D)$ y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_{y\theta} = \rho_l \epsilon_y n_c \lambda_D \left(D/\pi \gamma \right) \left[\hat{f}_y / (1.1 \lambda \sqrt{\hat{f}'_c}) \right] \left(\frac{L}{D} \right) \quad (6.9)$$

6.3.- Desplazamiento lateral inelástico y máximo

El parámetro, Δ_u , es el desplazamiento máximo de la columna, el cual se valúa con la ec. (6.10):

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (6.10)$$

Donde Δ_p es el desplazamiento inelástico y se calcula con la ec. (6.11).

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y)(L - 0.5L_p) \quad (6.11)$$

Donde el parámetro, L_p , es la longitud de la rótula plástica y se valúa con el procedimiento propuesto por Razvi y Saatcioglu (1999).

El procedimiento propuesto por Razvi y Saatcioglu (1999), describe una progresión de la rótula plástica derivado de la fluencia del acero y el agrietamiento del recubrimiento en la zona crítica de la sección, ésto produce un rápido incremento de curvaturas seguido de una reducción en el momento resistente producto de la pérdida de el recubrimiento de la sección. Lo anterior da como resultado una redistribución de esfuerzos internos que provoca la progresión de la rótula plástica cerca de zona crítica. Lo anterior nos dice que la longitud plástica es función de la pérdida de momento resistente, y no constante como muchos autores lo describen, ya que si bien, es conocida la progresión de la rótula plástica, se omite por conveniencia y fines de simplificación. La figura 6.2 expone gráficamente el procedimiento expuesto anteriormente.

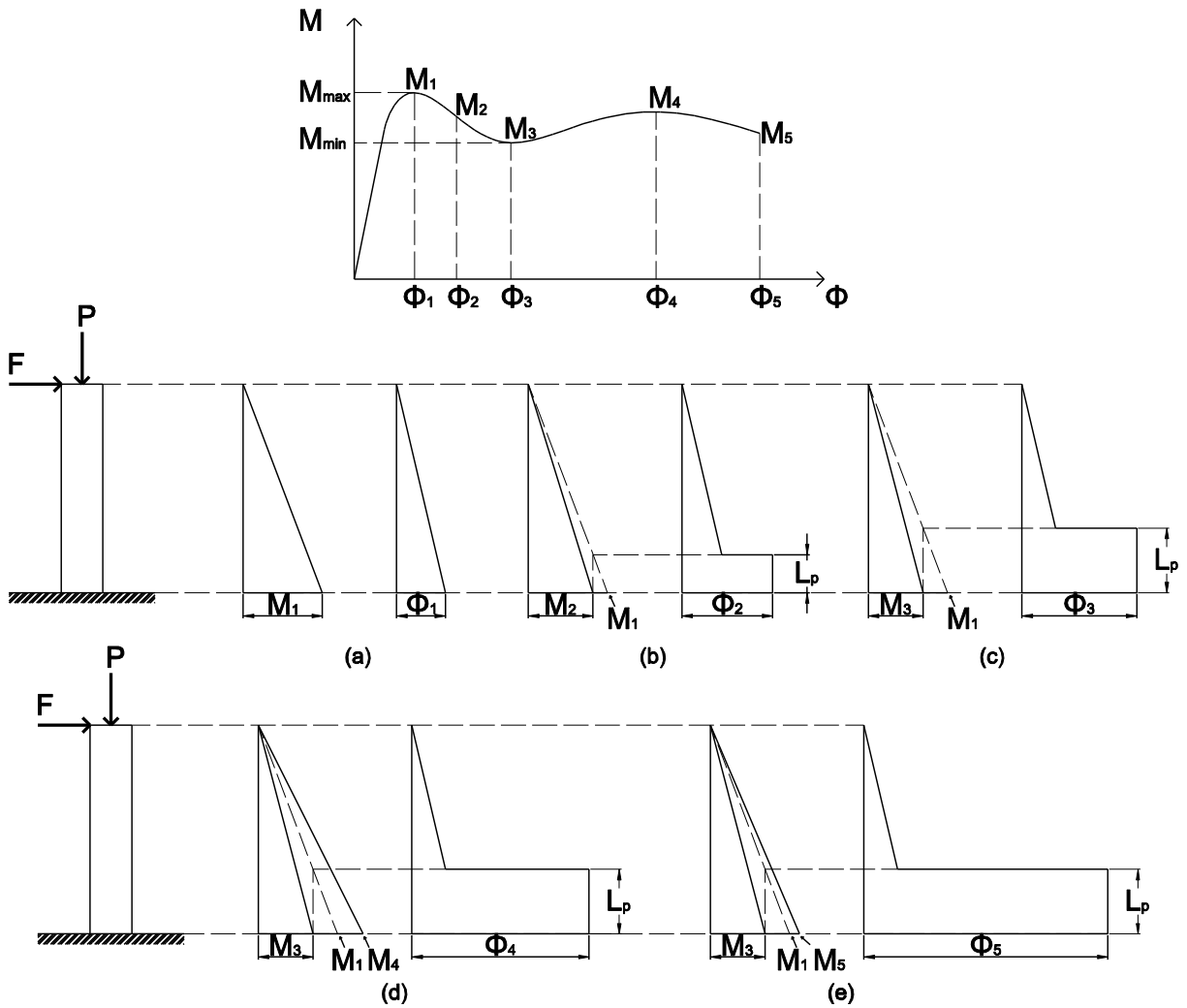


Figura 6.2 – Formación y progresión de la articulación plástica.

El algoritmo que gobierna esta progresión está basado en el hecho de que para cada punto del diagrama momento-curvatura generado, se evalúa el momento calculado contra el momento calculado anterior, buscando así una disminución en el momento resistente, una vez determinado la primer perdida de resistencia se toma como referencia el momento previamente calculado, M_1 , y cada nuevo punto del diagrama momento-curvatura será comparado contra éste.

De esta manera se definirá el momento menor generado del diagrama momento-curvatura, y con este se computará la longitud plástica, de triángulos semejantes, Figura 6.2:

$$L_p = \frac{L}{M_1} (M_1 - M_{min}) \quad (6.12)$$

El parámetro M_{min} , propuesto en la ec. (6.12) se refiere al momento mínimo dentro de un análisis momento – curvatura después de haber tenido una disminución de resistencia, tal como la Figura 6.2 lo muestra. Pero con el fin de simplificar este proceso y para fines de diseño, con base a la hipótesis de pérdida de resistencia a flexión derivado de la fluencia del acero y el agrietamiento del recubrimiento en la zona crítica de la sección, y con base en la forma de la ec. (6.12) se establece que la longitud plástica estará definida por la siguiente expresión.

$$L_p = L (1-\alpha) \quad (6.13)$$

Donde el parámetro α toma en cuenta la pérdida de resistencia a la flexión, este parámetro es función de la pérdida de recubrimiento producto de su agrietamiento en la zona extrema a compresión, así como del factor de confinamiento efectivo, es definido como el cociente entre el área del núcleo parcialmente confinado y el área total del núcleo, A_{ch} . Lo anterior se supone así, ya que como se explicó anteriormente el modelo constitutivo esfuerzo-deformación adoptado para el concreto con confinamiento parcial indica que para deformaciones mayores al asociado a su resistencia máxima f'_c , tiene una respuesta de resistencia baja, por lo tanto se considera que la participación de este concreto hacia el momento resistente es despreciable para deformaciones mayores a ε_{co} , por lo tanto el factor α , quedará definido de la siguiente manera:

$$\alpha = 1 - \left(\frac{A_g - A_{ch}}{4 A_g} + \frac{(1-k_e)}{4} \right) \quad (6.14)$$

Esta expresión se basa en estimar una pérdida de recubrimiento cercano a la fibra extrema en compresión y es válida para columnas de sección cuadrada con refuerzo transversal simétrico, (ver Figura 6.3), el área sombreada corresponde a una cuarta parte del concreto de recubrimiento, mientras que el área con doble sombreado representa la cuarta parte del concreto parcialmente confinado. Esto se debe a que ambas áreas están sometidas a una deformación a compresión crítica. En la figura 16, K_e , es el coeficiente de confinamiento efectivo.

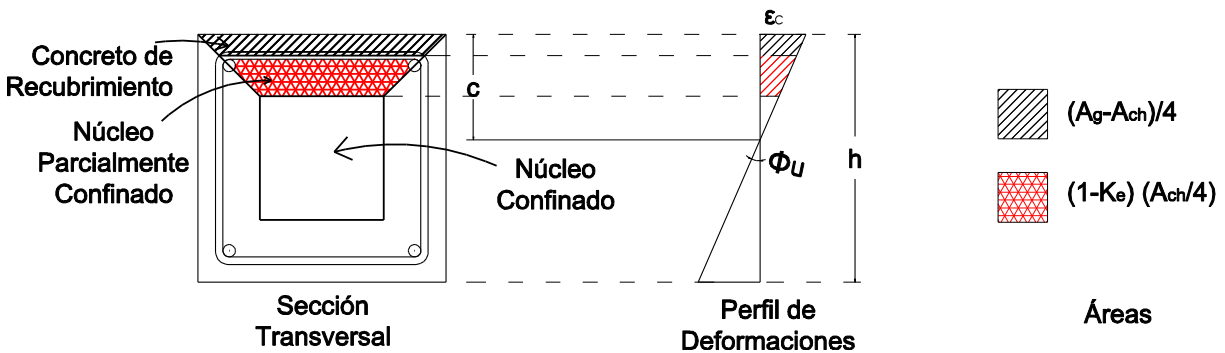


Figura 6.3 – Áreas de concreto de recubrimiento y concreto parcialmente confinado críticas.

Para fines de diseño, se recomiendan límites superiores e inferiores para el cómputo de L_p :

$$0.08 L < L_p \leq 1.20 h \quad (6.15)$$

El límite inferior está determinado a partir la expresión propuesta por Priestley (1996), mientras que el límite superior está fijado a partir de la observación de columnas ensayadas experimentalmente como lo muestra Bae y Bayrak (2008), en el cual la longitud plástica observadas no sobrepasa este valor.

Una vez definida el parámetro L_p , con la ec (6.13), este se sustituye en la (6.11) y se determina el desplazamiento plástico de la sección., y con él, el desplazamiento máximo, Δ_u .

Para columnas con diferente sección, se encontró que las expresiones propuestas para el computo de L_p , como la expresión de Priestley (1996) es válida.

Con el procedimiento antes visto para el cómputo del momento resistente y la capacidad de desplazamiento lateral de la columna es posible construir una aproximación bilineal momento-desplazamiento, tal como lo muestra la Figura 6.4. Donde el momento, M_{ACI} , corresponde al momento asociado a una deformación de la fibra extrema a compresión igual a 0.003.

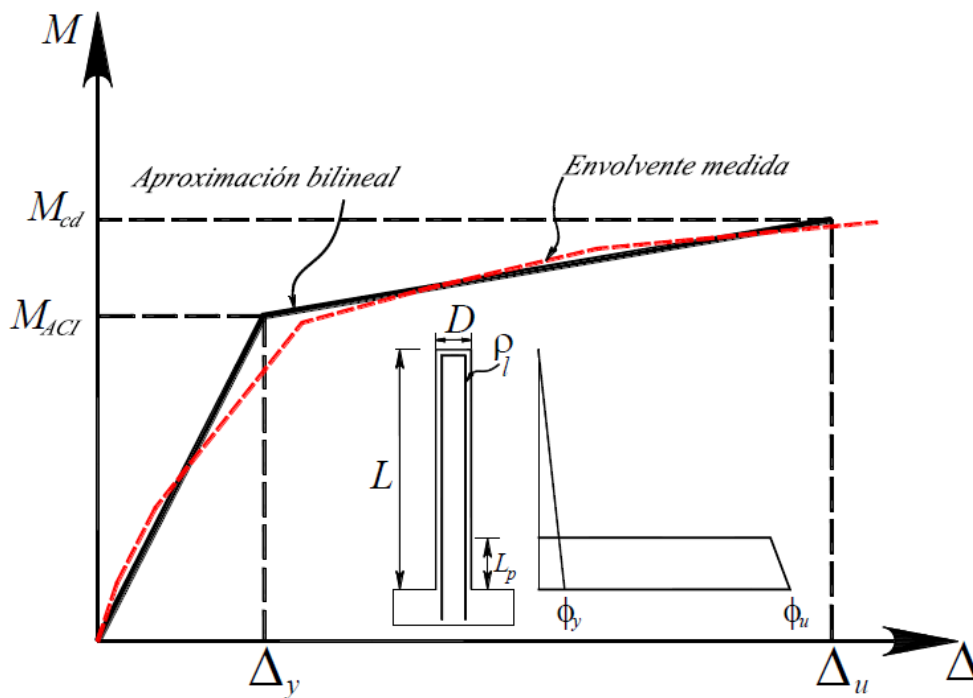


Figura 6.4 - Diagramas de capacidad de deformación de columnas. Momento-Desplazamiento (Torres et al, 2013).

7.- COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LA PREDICCIÓN PROPUESTA DE LA CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO Y RESISTENCIA, Y RESULTADOS EXPERIMENTALES DE COLUMNAS PRESFORZADAS

7.1.- Introducción

Se comparó resultados empleando el programa *ColAnalysis V6.0* para la evaluación de la capacidad de deformación lateral propuesto en esta investigación, además de la resistencia a momento con el procedimiento detallado en el capítulo 6, los datos calculados fueron comparados con resultados de ensayos experimentales realizados en Estados Unidos, Japón y en Nueva Zelanda en columnas con presfuerzo no adherido y adherido respectivamente.

7.2.- Datos experimentales de columnas presforzadas analizadas

La tabla 7.1, muestra información sobre las características y propiedades de 25 columnas presforzadas. El propósito de la recopilación de esta información producto de ensayos experimentales de laboratorio, es el de validar los procedimientos empleados a lo largo de esta investigación; esto se logra haciendo una comparativa entre el desplazamiento último obtenido de los ensayos y el desplazamiento calculado y el momento resistente máximo contra el momento calculado, esto con ayuda de los métodos propuestos y empleados en este trabajo.

Predicción de las capacidades de resistencia a flexocompresión y de desplazamiento lateral de columnas de concreto presforzado en zonas sísmicas

Especimen	Autor	Año	País	Tipo	Sección	D	B	L
-						mm	mm	mm
B1/3-0.1	Tani y Nishiyama	2008	JAPON	POSTENSADO	CUADRADA	400	400	1400
U1/3-0.1	Tani y Nishiyama	2008	JAPON	POSTENSADO	CUADRADA	400	400	1400
B1/2-0.1	Tani y Nishiyama	2008	JAPON	POSTENSADO	CUADRADA	400	400	1400
U1/2-0.1	Tani y Nishiyama	2008	JAPON	POSTENSADO	CUADRADA	400	400	1400
B1/2-0.1 t	Tani y Nishiyama	2008	JAPON	POSTENSADO	CUADRADA	400	400	1400
U1/2-0.1 t	Tani y Nishiyama	2008	JAPON	POSTENSADO	CUADRADA	400	400	1400
B1/3-0.2	Tani y Nishiyama	2008	JAPON	POSTENSADO	CUADRADA	400	400	1400
U1/3-0.2	Tani y Nishiyama	2008	JAPON	POSTENSADO	CUADRADA	400	400	1400
B1/2-0.2	Tani y Nishiyama	2008	JAPON	POSTENSADO	CUADRADA	400	400	1400
U1/2-0.2	Tani y Nishiyama	2008	JAPON	POSTENSADO	CUADRADA	400	400	1400
P1	Pam et al	1988	NZ	PRETENSADA	OCTAGONAL	400	N/A	1600
P2	Pam et al	1988	NZ	PRETENSADA	OCTAGONAL	400	N/A	1600
P3	Pam et al	1988	NZ	PRETENSADA	OCTAGONAL	400	N/A	1600
P4	Pam et al	1988	NZ	PRETENSADA	OCTAGONAL	400	N/A	1600
P5	Pam et al	1988	NZ	PRETENSADA	OCTAGONAL	400	N/A	1600
P6	Pam et al	1988	NZ	PRETENSADA	OCTAGONAL	400	N/A	1600
PC1	Pam et al	1988	NZ	PRETENSADA	OCTAGONAL	400	N/A	2800
PC2	Pam et al	1988	NZ	PRETENSADA	OCTAGONAL	400	N/A	2800
PC3	Pam et al	1988	NZ	PRETENSADA	OCTAGONAL	400	N/A	2800
PC4	Pam et al	1988	NZ	PRETENSADA	OCTAGONAL	400	N/A	2800
PC5	Pam et al	1988	NZ	PRETENSADA	OCTAGONAL	400	N/A	2800
PS2	Budek et al	1997a	US	REFORZADA	CIRCULAR	610	N/A	3050
PS4	Budek et al	1997a	US	REFORZADA	CIRCULAR	610	N/A	3050
PS5	Budek et al	1997b	US	REFORZADA	CIRCULAR	610	N/A	3050
PS6	Budek et al	1997b	US	REFORZADA	CIRCULAR	610	N/A	3050
PS7	Budek et al	1997b	US	PRETENSADA	CIRCULAR	610	N/A	3050
PS8	Budek et al	1997b	US	PRETENSADA	CIRCULAR	610	N/A	3050
PT-LL	Larkin et al	2012	US	POSTENSADO	CIRCULAR	610	N/A	2743
PT-HL	Larkin et al	2012	US	POSTENSADO	CIRCULAR	610	N/A	2743

Tabla 7.1 – Característica, propiedades y resultados de los especímenes ensayados

Predicción de las capacidades de resistencia a flexocompresión y de desplazamiento lateral de columnas de concreto presforzado en zonas sísmicas

Especimen	f'_c	f_y	f_{su}	f_{yt}	ϵ_{sut}	d_b	ρ_L	d_{bt}	S	c_c	$P_T/A_g f'_c$
-	MPa	MPa	MPa	MPa	$\mu\epsilon$	mm	%	mm	mm	mm	
B1/3-0.1	71.60	336	488	336	170000	10	0.20	10	40	40	0.20
U1/3-0.1	56.10	336	488	336	170000	10	0.20	10	40	40	0.25
B1/2-0.1	57.80	336	488	336	170000	10	0.20	10	40	40	0.42
U1/2-0.1	57.80	336	488	336	170000	10	0.20	10	40	40	0.42
B1/2-0.1 t	70.40	336	488	336	170000	10	0.39	10	60	40	0.34
U1/2-0.1 t	70.40	336	488	336	170000	10	0.39	10	60	40	0.34
B1/3-0.2	70.40	336	488	336	170000	10	0.20	10	40	40	0.11
U1/3-0.2	70.40	336	488	336	170000	10	0.20	10	40	40	0.11
B1/2-0.2	57.80	336	488	336	170000	10	0.20	10	40	40	0.31
U1/2-0.2	57.80	336	488	336	170000	10	0.20	10	40	40	0.31
P1	48.00	N/A	N/A	336	180000	N/A	N/A	10	50	40	0.30
P2	45.10	N/A	N/A	336	180000	N/A	N/A	10	35	40	0.30
P3	50.00	N/A	N/A	615	180000	N/A	N/A	7.50	50	40	0.30
P4	49.00	N/A	N/A	630	180000	N/A	N/A	9.50	40	40	0.30
P5	41.70	N/A	N/A	615	180000	N/A	N/A	7.50	30	40	0.30
P6	43.30	N/A	N/A	630	180000	N/A	N/A	9.50	30	40	0.50
PC1	43.50	N/A	N/A	335	180000	N/A	N/A	12	47	42	0.20
PC2	43.60	318	476	335	180000	20	2.37	12	47	42	0.20
PC3	56.00	N/A	N/A	335	180000	N/A	N/A	12	47	42	0.20
PC4	51.40	318	476	335	180000	20	2.37	12	47	42	0.20
PC5	53.20	N/A	N/A	335	180000	N/A	N/A	12.00	47	42	0.20
PS2	45.00	455	714	455	110000	15.80	2.44	9.50	86	25	0.11
PS4	40.40	455	714	455	110000	15.80	2.44	9.50	57	25	0.11
PS5	39.00	455	714	455	110000	15.80	2.44	9.50	86	25	0.11
PS6	39.00	455	714	455	110000	15.80	2.44	6.35	74	25	0.11
PS7	47.10	N/A	N/A	482	110000	N/A	N/A	11	41	76	0.06
PS8	53.40	N/A	N/A	482	110000	N/A	N/A	11	64	76	0.06
PT-LL	31.50	481	720	492	140000	15.80	0.68	9.50	51	25	0.06
PT-HL	31.10	495	720	492	140000	22	1.32	9.50	51	25	0.06

Continuación Tabla 7.1 – Característica, propiedades y resultados de los especímenes ensayados.

Predicción de las capacidades de resistencia a flexocompresión y de desplazamiento lateral de columnas de concreto presforzado en zonas sísmicas

Especimen	d_{bp}	No Tendones	Presfuerzo Inicial	E_{sp}	E_p	f_{ym}	ϵ_{ym}	f_{sup}	ϵ_{sup}
-	mm	-	kN	MPa	MPa	MPa	$\mu\epsilon$	MPa	$\mu\epsilon$
B1/3-0.1	23.00	4	783	201000	1830	1193	8000	1270	50000
U1/3-0.1	23.00	4	788	201000	1830	1193	8000	1270	50000
B1/2-0.1	23.00	4	659	201000	1830	1193	8000	1270	50000
U1/2-0.1	23.00	4	764	201000	1830	1193	8000	1270	50000
B1/2-0.1 t	23.00	4	755	201000	1830	1193	8000	1270	50000
U1/2-0.1 t	23.00	4	805	201000	1830	1193	8000	1270	50000
B1/3-0.2	32.00	4	1798	201000	1830	1193	8000	1270	50000
U1/3-0.2	32.00	4	1819	201000	1830	1193	8000	1270	50000
B1/2-0.2	32.00	4	1522	201000	1830	1193	8000	1270	50000
U1/2-0.2	32.00	4	1527	201000	1830	1193	8000	1270	50000
P1	10.90	10	1132	194000	0	1697	10000	1901	68000
P2	10.90	10	1093	194000	0	1697	10000	1901	68000
P3	10.90	10	1128	194000	0	1697	10000	1901	68000
P4	10.90	10	1100	194000	0	1697	10000	1901	68000
P5	10.90	10	1113	194000	0	1697	10000	1901	68000
P6	10.90	10	1105	194000	0	1697	10000	1901	68000
PC1	10.90	10	1032	194000	0	1697	10000	1901	68000
PC2	10.90	10	1163	194000	0	1697	10000	1901	68000
PC3	10.90	10	1084	194000	0	1697	10000	1901	68000
PC4	10.90	10	1175	194000	0	1697	10000	1901	68000
PC5	10.90	10	1030	194000	0	1697	10000	1901	68000
PS2	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
PS4	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
PS5	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
PS6	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
PS7	11.60	24	2695	200000	5000	1302	8510	1860	50000
PS8	11.60	24	2695	200000	5000	1302	8510	1860	50000
PT-LL	27.80	4	864	200000	2775	1703	10000	1937	68000
PT-HL	27.80	4	868	200000	2775	1703	10000	1937	68000

Continuación Tabla 7.1 – Característica, propiedades y resultados de los especímenes ensayados.

Predicción de las capacidades de resistencia a flexocompresión y de desplazamiento lateral de columnas de concreto presforzado en zonas sísmicas

Especimen	M_{max}	ϕ_u	Δ_y	Δ_u	Razón de Falla Observada
-	kN-m	1/m	mm	mm	-
B1/3-0.1	489.90	-	-	60	Aplastamiento Núcleo
U1/3-0.1	426.00	-	-	29	Aplastamiento Núcleo
B1/2-0.1	557.58	-	-	17	Aplastamiento Núcleo
U1/2-0.1	483.00	-	-	19	Aplastamiento Núcleo
B1/2-0.1 t	574.02	-	-	32	Aplastamiento Núcleo
U1/2-0.1 t	472.20	-	-	28	Aplastamiento Núcleo
B1/3-0.2	472.44	-	-	53	Aplastamiento Núcleo
U1/3-0.2	459.54	-	-	53	Aplastamiento Núcleo
B1/2-0.2	515.88	-	-	22	Aplastamiento Núcleo
U1/2-0.2	439.56	-	-	21	Aplastamiento Núcleo
P1	281.23	0.15	6	35	Pandeo Cable Presfuerzo
P2	299.62	0.23	6	45	Pandeo Cable Presfuerzo
P3	289.93	0.13	8	35	Pandeo Cable Presfuerzo
P4	336.33	0.17	8	52	Pandeo Cable Presfuerzo
P5	309.02	0.21	6	50	Pandeo Cable Presfuerzo
P6	359.57	0.21	5	48	Pandeo Cable Presfuerzo
PC1	292.10	0.20	21	150	Pandeo Cable Presfuerzo
PC2	389.92	0.26	26	150	Pandeo Cable Presfuerzo
PC3	298.99	0.36	18	140	Pandeo Cable Presfuerzo
PC4	398.71	0.28	30	100	Pandeo Cable Presfuerzo
PC5	321.18	0.29	19	170	Pandeo Cable Presfuerzo
PS2	900.00	0.09	-	95	Ruptura de Refuerzo Transversal
PS4	1000.00	0.07	-	140	Ruptura de Refuerzo Transversal
PS5	950.00	0.06	-	115	Pandeo Barra Compresión
PS6	1000.00	0.05	-	71	Ruptura de Refuerzo Transversal
PS7	828.15	0.17	-	105	Pandeo Cable Presfuerzo
PS8	808.22	0.10	-	79	Pandeo Cable Presfuerzo
PT-LL	721	-	-	165	Pandeo Barra Compresión
PT-HL	949	-	-	192	Pandeo Barra Compresión

Continuación Tabla 7.1 – Característica, propiedades y resultados de los especímenes ensayados.

7.3.- Comparativa entre la resistencia a flexión en columnas de concreto presforzado ensayadas experimentalmente y el modelo propuesto.

La Figura 7.1 muestra el cociente entre la resistencia a flexión máxima reportada por los especímenes recopilados y la calculada mediante el procedimiento detallado en el capítulo 5, esto con el fin de poder apreciar mejor la correlación que existe entre lo medido y lo calculado.

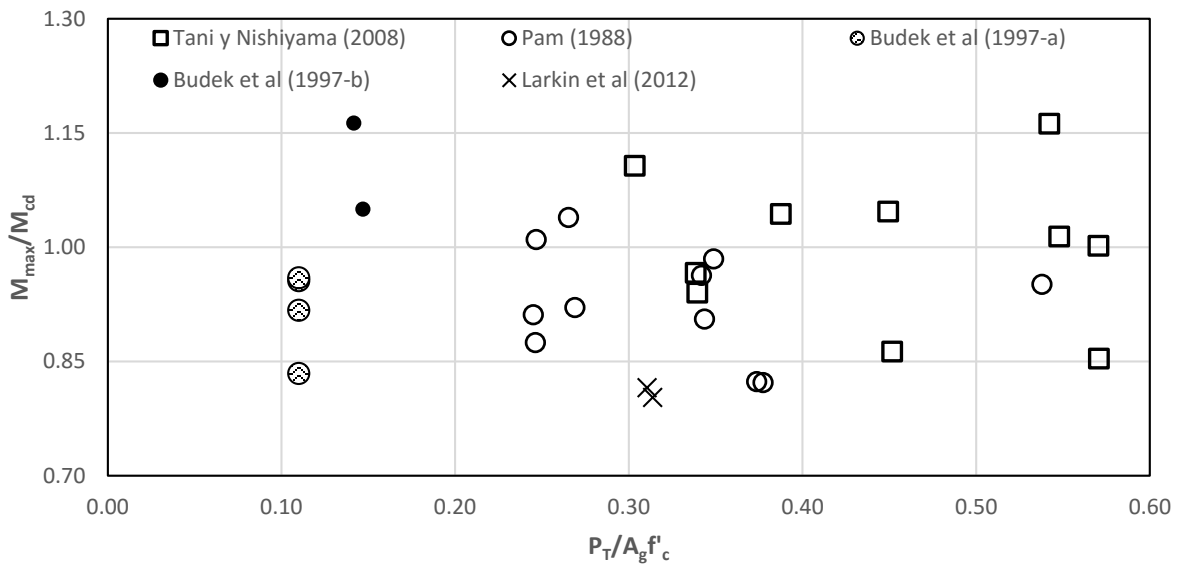


Figura 7.1 - Cociente de la resistencia a flexión máxima medida y la resistencia a flexión máxima calculada versus la relación de carga axial $P_T/A_g f'_c$.

En la gráfica 7.1, los indicadores con forma cuadrada representan a los especímenes con presfuerzo no adherido ensayados en Japón, los indicadores circulares huecos representan especímenes octagonales con presfuerzo adherido ensayados en Nueva Zelanda, los indicadores circulares solidos representan los especímenes circulares con presfuerzo adherido ensayados en Estados Unidos mientras que los circulares sombreados son especímenes reportados por la misma investigación realizada en Estados Unidos y por último los indicadores en forma de cruz representa especímenes tanto con refuerzo convencional como con acero con presfuerzo no adherido.

Los resultados obtenidos nos muestran que el cociente entre la resistencia a flexión medida y la calculada tiene un promedio de 0.96, con una desviación estándar de 0.10 y un coeficiente de variación de 0.10, con lo cual se concluye que el método establecido en el capítulo 5 cuenta con una buena aproximación a la estimación de la resistencia a flexión.

7.4.- Comparativa entre el desplazamiento último en columnas de concreto presforzado ensayadas experimentalmente y el modelo propuesto.

Se presentan los resultados obtenidos para el computo entre el desplazamiento último de las columnas detalladas en la Tabla 7.1 y la predicción de desplazamiento ultimo propuesto en el capítulo 6, $\Delta_{u,calc}$, se debe mencionar, que los criterios de capacidad de deformación detallado en el capítulo 4 son una base fundamental para determinar el criterio de falla en la sección, y con esto la curvatura ultima que esta alcanza.

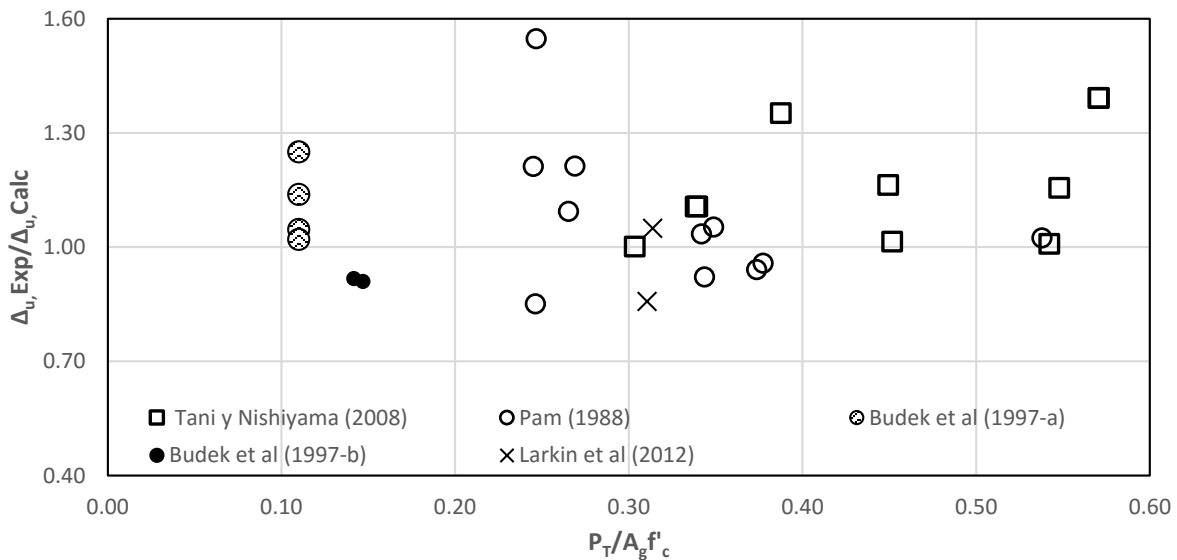


Figura 7.2 - Cociente de la capacidad de desplazamiento medida y la calculada versus la relación de carga axial $P_T/A_g f'_c$.

Los resultados obtenidos muestran que el cociente entre el desplazamiento medido y el calculado da un promedio de 1.09, con una desviación estándar de 0.17 y un coeficiente

de variación de 0.16. Esto indica que el método establecido en el capítulo 6 tiene una buena aproximación de la predicción de la capacidad de desplazamiento, del lado de la seguridad.

Cabra recalcar que los modos de falla reportados en cada investigación, fueron los modos de falla que predominaron en el cómputo de desplazamiento último, validando de esta manera los criterios y consideraciones asumidas en esta investigación, dando como resultado la validación de estos métodos. En la figura 7.3 podemos ver para cada espécimen su modo de falla estimado.

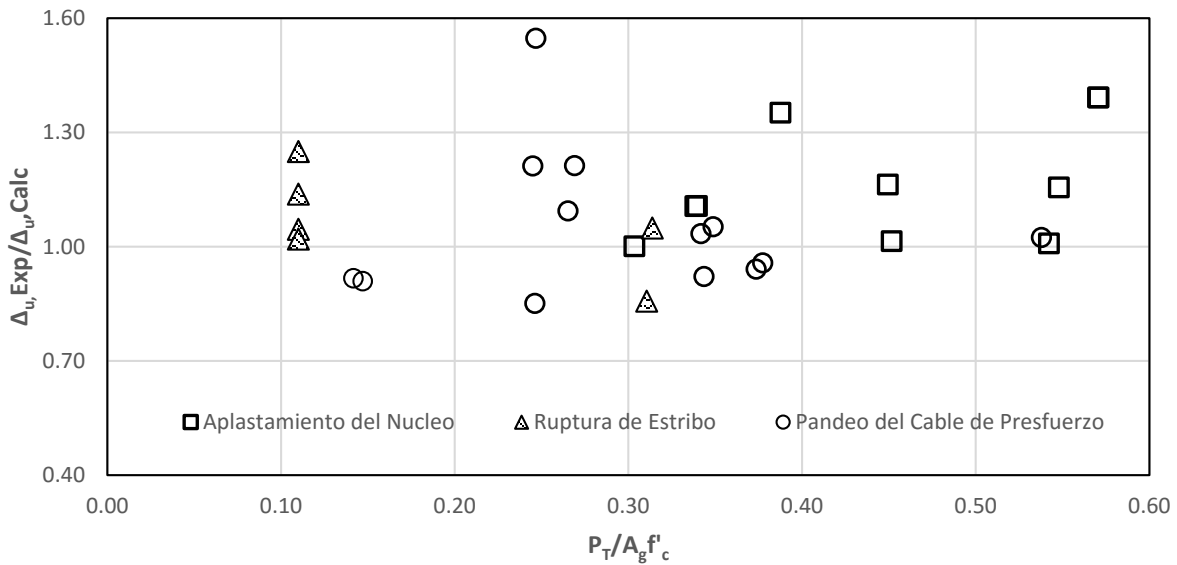


Figura 7.3 - Cociente de la capacidad de desplazamiento medida y la calculada versus la relación de carga axial $P_T/A_g f'_c$, haciendo alusión al modo de falla predominante

Analizando la Figura 7.3, es apreciable ver que cada modo de falla considerado cuenta con una excelente aproximación, llevando a validar de manera individual cada caso de posible falla. Los resultados estadísticos para cada falla reportada se presentan en la tabla 7.2

Modo de Falla	No de Especímenes	$\Delta_{u,exp} / \Delta_{u,calc}$ Promedio	Desviación Estándar	Coefficiente de Variación
Pandeo de Cable de Presfuerzo	13	1.05	0.19	0.18
Aplastamiento del Núcleo de Concreto	10	1.17	0.16	0.13
Ruptura de Refuerzo Transversal	6	1.06	0.13	0.12

Tabla 7.2 – Estadísticas de aproximación, medido versus calculado, para cada modo de falla ocurrido.

7.5.- Validez de las ecuaciones para la profundidad del eje neutro, respecto a un análisis por equilibrio.

Las ecuaciones para el parámetro x_c/h , (5.9) y (5.10) propuestas en el trabajo de Restrepo y Rodriguez (2013) fueron calibradas con resultados experimentales de columnas de concreto reforzadas. Torres y Rodriguez (2013) propusieron que para el caso de columnas con presfuerzo, el factor P de estas ecuaciones será cambiado por el parámetro P_T , en donde es la suma de la carga axial más la carga generada por los cables de presfuerzo, tal como se muestra en la ec. (5.11). Sin embargo, los resultados experimentales con los que se validó este trabajo no reportan algún valor con el cual poder validar dichas ecuaciones. Por lo cual, haciendo uso de análisis por equilibrio usando de la herramienta computacional *ColAnalysis V6.0* para comprobar la veracidad de estas ecuaciones.

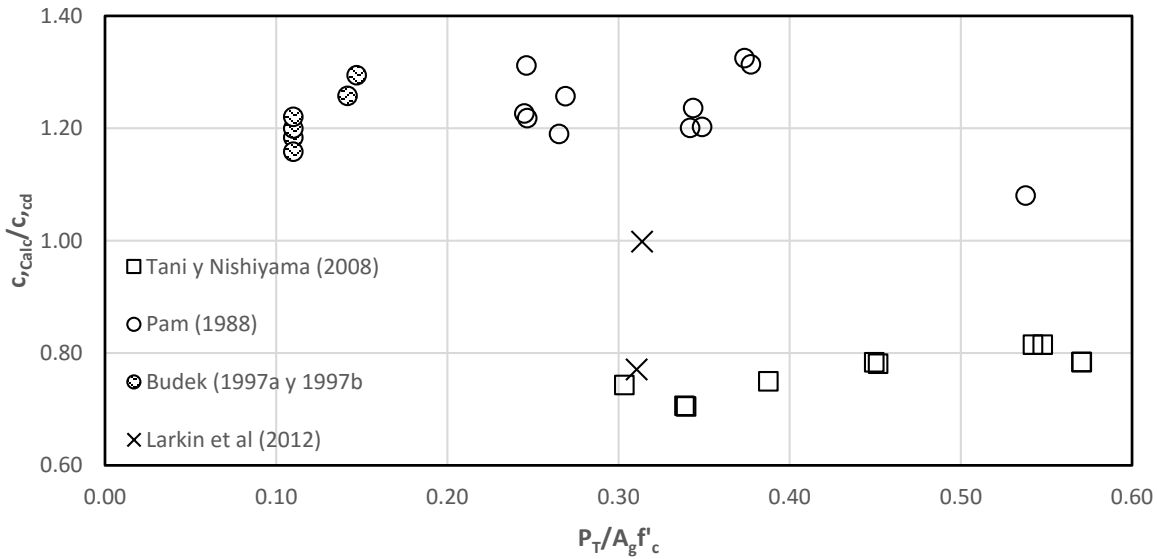


Figura 7.4 - Cociente de la profundidad del eje neutro calculada (*ColAnalysis V6.0*) y la calculada según Restrepo y Rodriguez, versus la relación de carga axial $P_T/A_g f'_c$.

De la figura 7.4, donde en el eje de las abscisas se encuentra el nivel de carga axial, $P_T/A_g f'_c$, y en eje de las ordenadas la relación entre el eje neutro calculado con el programa desarrollado y la profundidad del eje neutro haciendo uso del procedimiento propuesto por Restrepo y Rodriguez (2013), se puede observar que para especímenes con presfuerzo no adherido la relación es menor a la unidad, esto implica que el uso de las expresiones se encuentran del lado de la seguridad, sin embargo, para especímenes con presfuerzo adherido no es así, pero se considera que son aceptables. Los resultados estadísticos de esta comparación son: Promedio: 1.05, Desviación Estándar: 0.23 y Coeficiente de Variación: 0.22.

8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se concluye que los requerimientos de acero transversal para columnas de concreto establecidos por las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal no consideran el nivel de carga axial en columnas, dando como resultado que para columnas con carga axial elevada estas se encuentren del lado de la inseguridad.

Se determinó que el confinamiento es un factor relevante para la estimación de la capacidad de desplazamiento lateral, ya que éste genera que a nivel de sección se cuente con una capacidad de deformación elevada, dando como resultado que bajo acciones sísmicas los elementos estructurales puedan comportarse de manera satisfactoria.

Las modificaciones propuestas para la estimación del momento probable a flexión para columnas con cables de presfuerzo adherido dan como resultado una mejor aproximación a la resistencia a flexión de este tipo de columnas.

Usualmente en la determinación de la longitud plástica ésta se considera como constante, dando como resultado que el cómputo de la longitud plástica en columnas con alturas y cuantías longitudinales semejantes sea igual, sin importar otros factores como el arreglo de refuerzo transversal, recubrimiento o resistencia del concreto. Es por ello que se estudió la progresión de la longitud plástica, haciendo uso de los diagramas momento-curvatura en las cuales se determinan la disminución del momento a flexión, dando como resultado que la longitud plástica dependa de la respuesta de la columna.

Se encontró que el modo de falla por aplastamiento del núcleo de concreto producto de la carga axial no se presente en columnas donde se utilizan concretos con una resistencia a la compresión $f'_c \leq 50 MPa$.

El valor de M_{cd} predice con precisión la resistencia máxima de las secciones de columnas de concreto presforzado. Esto ha sido corroborado en las comparaciones con los resultados medidos en laboratorio.

Se concluyó también que las expresiones actuales para el cómputo de deformación máxima de la sección asociado a la ruptura de estibos no consideran el efecto del acero longitudinal en este modo de falla, dando como resultado que las expresiones existentes sean burdas, en este estudio se demostró que la influencia del acero longitudinal en este modo de falla es importante. Además, la expresión existente en la literatura fue desarrollada para un estado de compresión puro, que no refleja el comportamiento de una columna sujeta a acciones sísmicas, por lo cual, estimar un comportamiento bajo esta condición de carga resulte burdo.

En el contexto de capacidad de deformación para columnas presforzadas, entre el postensado y el pretensado, se ve una ventaja entre ellos, debido a que la falla en columnas presforzadas, está asociada principalmente a la falla por pandeo del cable de presfuerzo crítico a compresión, no así en las columnas postensadas, por lo tanto, para este tipo de columna se puede considerar un modo de falla menos.

9.- BIBLIOGRAFÍA

AASHTO (2012), "LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials, Third edition. Washington, D.C.

ACI Committee 318 (2014), Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-14), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI

ACI Committee 363 (2011). "Report On High Strength Concrete." (ACI 363-11), Farmington Hills, MI, American Concrete Institute

Bae, S. y Bayrak, O. (2008). Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns. ACI Structural Journal, V. 105, No. 3, May-June.

Budek, A.M., Benzoni, G., y Priestley, M.J.N. (1997a), The Effect of External Confinement and Transverse Reinforcement on Plastic Hinges in Cast-in-Place Pile Shafts, Division of Structural Engineering, University of California at San Diego, La Jolla, California, Report No. SSRP 97/04, June 1997(a)

Budek, A.M., Benzoni, G., y Priestley, M.J.N. (1997b), Experimental Investigation of Ductility of In Ground Hinges in Solid and Hollow Prestressed Piles, Division of Structural Engineering, University of California at San Diego, La Jolla, California, Report No. SSRP 97/17, November 1997(b)

Larkin A., Sanders D. y Saiidi M. (2012) "Unbonded Prestressed Columns for Earthquake Resistance", 2012 Structures Congress, Chicago, IL, March 29-31, 2012.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N. y Park R. (1984), "Seismic Design of Bridge Piers", Research Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch New Zealand.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N. y Park R. (1988), "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, 114:8, pp. 1804-1826.

MATLAB User's Guide (2014), The MathWorks, Inc., Massachusetts, 2014.

NTC (2014), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Volumen 1, Gobierno del Distrito Federal.

Pam H.J., Park, R., y Priestley, M.J.N. (1988) "Seismic Performance of Prestressed Concrete Piles and Pile- Pile Cap Connections". Research Report 88-3, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelanda.

Paultre, P. Légeron, F. (2008) "Confinement reinforcement design for reinforced concrete columns", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 134, No.5, May 2008, pp.738-749.

Popovics, S. (1973), "A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curves of Concrete", Cement and Concrete Research, Vol. 3, No. 5, September 1973, pp. 583-599.

Presland, R., Restrepo J. I. y Park R. (1999), "Seismic Performance of Retrofitted Reinforced Concrete Bridge Piers", Research Report, 0110-3326, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch New Zealand, 1999, 513pp

Priestley M., Calvi, M.C. y Kowalsky, M.J. (2007) Displacement-Based Seismic Design of Structures IUSS Press, Pavia, 670 pp.

Priestley, M., Seible, F. y Calvi, G. M. (1996), Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, New York, USA

Ramberg, W. y Osgood, W. R. (1943), "Description of stress-strain curves by three parameters". Technical Note No.902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington DC.

Razvi S. y Saatcioglu M., (1999) "Analysis and Design of Concrete Columns for Confinement". Earthquake Spectra: November 1999, Vol. 15, No. 4, pp. 791-811.

Restrepo J. y Rodríguez M., (2013). "On the Probable Moment Strength of Reinforced Concrete Columns". ACI Structural Journal, 110: 4, ACI, USA, 681-690.

Restrepo J. y Rodríguez M., (2014). "Comunicación Personal"

Richart, FE, Brandtzaeg, A., y Brown, R.L. (1929) "The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression", Bulletin 190, University of Illinois Engineering Experimental Station, Champaign, Illinois.

Rodelo, R., Rodríguez, M. y Restrepo, J. (2015), "Parámetros que definen la curva esfuerzo-deformación en compresión uni-axial de concretos producidos en México", Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería UNAM.

Rodríguez, M. (2014) "Notas de Curso: Comportamiento de elementos de Concreto Reforzado", Posgrado de Ingeniería UNAM.

Rodríguez, M. 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", Publicaciones Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No575, enero 1996.

Rodríguez, M. y Botero J. C. (1998), "Comportamiento de barras de refuerzo sometidas a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo", Publicación Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No 610, noviembre 1998.

Rodríguez, M., Torres, M., Ortiz, A. y Iñiguez, M. (2015), “Capacidad de desplazamiento lateral de muros estructurales de concreto reforzado considerando el pandeo del refuerzo”, Memorias del XI Congreso Chileno de Ingeniería Sísmica, Santiago, Chile.

Sargin, M. Ghosh, S.K. y Handa, V.K. (1971), “Effects of Lateral Reinforcement upon the Strength and Deformation Properties of Concrete”, Magazine of Concrete Research, Vol. 23, No. 75-76, June - September 1971, pp. 99-110.

Sheikh, S.A. y Uzumeri, S.M. (1982), “Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns”, Proceedings ASCE, Vol. 108, ST 12, December 1982, pp. 2703-2722.

Sheikh, S.A. y Yeh, C.C. (1990), “Tied Concrete Columns under Axial Load and Flexure”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 10, October 1990, pp. 2780-2800.

Tanaka, H. y Park, R. (1990), “Effect of Lateral Confining Reinforcement on the Ductile Behaviour of Reinforced Concrete Columns”, Research Report 90-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, 1990, 458 pp.

Tani, M. y Nishiyama, M., (2008), “Flexural and Shear Behavior of Precast Prestressed Concrete Column”, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ) 01/2008; 73(623):103-110. DOI: 10.3130/aijs.73.103

Torres, M. y Rodríguez, M., (2013), “Capacidad de desplazamiento lateral de columnas para puentes de concreto reforzado y presforzado en zonas sísmicas”, Memorias del XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Boca del Rio, Veracruz.

Torres, M., Rodríguez, M., Restrepo J. y Vazquez, E., (2013), “Resistencia a Flexión y Capacidad de Deformación de Columnas para Puentes de Concreto Presforzado en Zonas Sísmicas”, Memorias del XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Boca del Rio, Veracruz.

Watanbe, F., Muguruma, H., Tanaka, H. y Katsuda, S. (1980), “Improving the Flexural Ductility of Prestressed Concrete Beam By Using the High Strength Lateral Hoop Reinforcement”, Symposia on Partial Prestressing and Practical Construction in Prestressed and Reinforced Concrete, Proceedings: Part 2, FIP, September 1980, pp. 398-406.

Watson, S. y Park, R. (1989), “Design of Reinforced Concrete Frames of Limited Ductility”, Research Report 89-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, 1989, 232 pp.

APÉNDICE A

En el transcurso de esta investigación, se observó que es posible la obtención de expresiones de diseño que puedan ayudar al ingeniero a determinar la deformación última de una sección de concreto presforzado, haciendo uso de la relación c/h , donde c , es la profundidad del eje neutro, y h , es el peralte de la sección. Sin embargo, a la falta de más resultados experimentales, no fue posible determinar de manera concluyente dichas expresiones; sin embargo, en las siguientes figuras se muestra los resultados que se obtuvieron del estudio de las columnas de concreto presforzado.

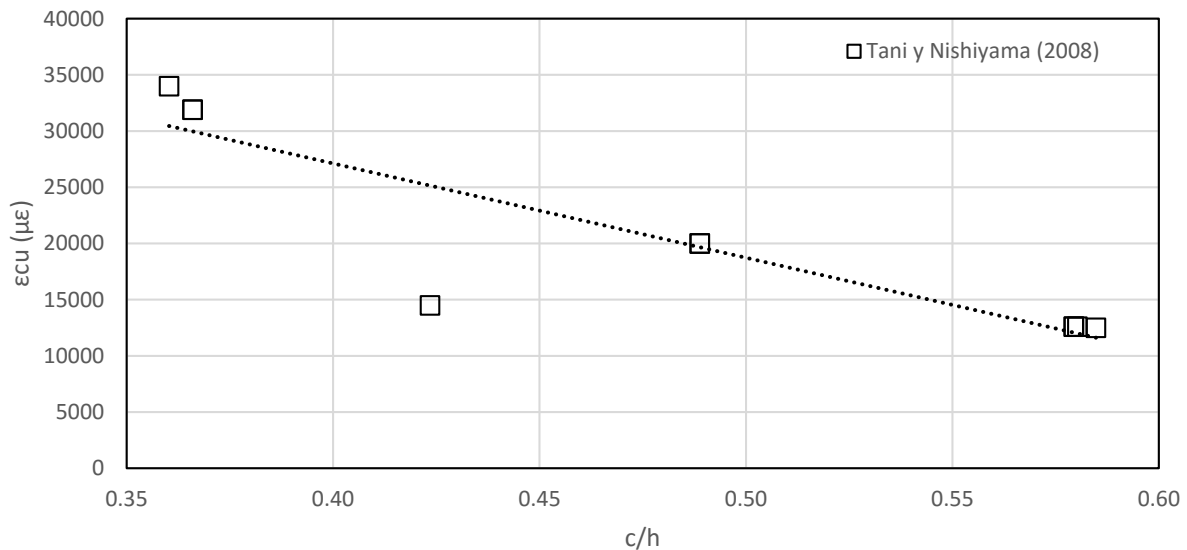


Figura A.1 – Relación c/h vs deformación última de la sección para aplastamiento del núcleo de concreto.

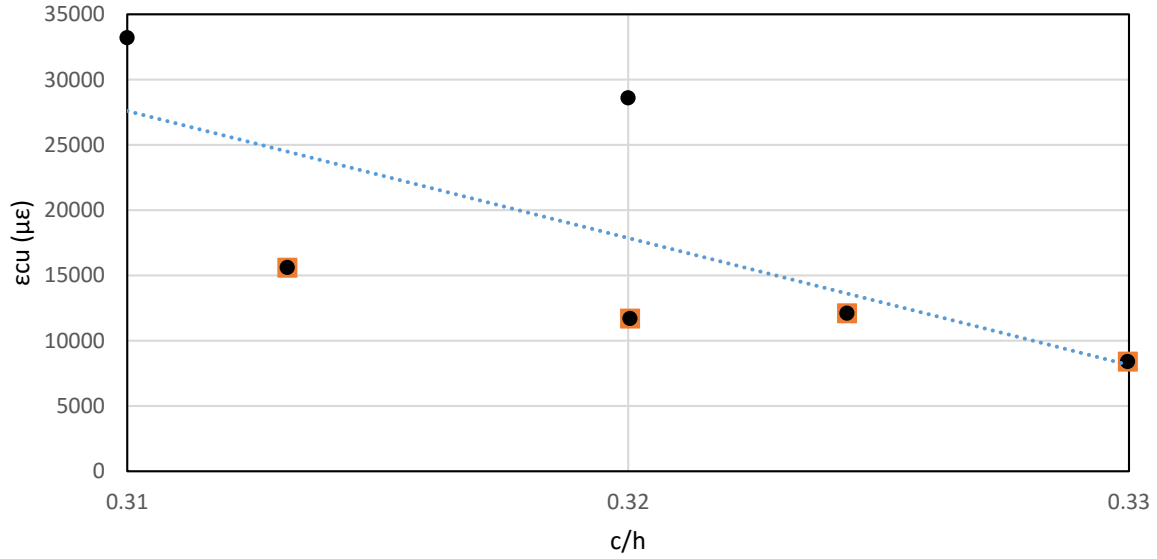


Figura A.2 – Relación c/h vs deformación última de la sección para ruptura de refuerzo transversal de columnas de concreto.

En la Figura A.I y A.2 se puede observar que a medida que aumenta la relación c/h , la capacidad de deformación es menor, y con una línea de tendencia definida, es por lo cual, se estima que con más datos experimentales se pueda comprobar que puede existir esta relación, llevando así, a definir ecuaciones de diseño en futuras investigaciones.