



---

# UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

---

*FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL*

## “COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS REFORZADAS CON FRP”

**TESIS PROFESIONAL**

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
**MAESTRO EN INGENIERÍA EN ESTRUCTURAS**

PRESENTA:  
**INGENIERO CÉSAR ALBERTO ELIOZA ORRANTIA**

ASESOR:  
**DOCTOR EN INGENIERÍA HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS**

MORELIA, MICH. AGOSTO DE 2014



---

## DEDICATORIA

A mi Esposa.

*Any mi corazón te agradece cada instante, mil gracias por todo el apoyo.*

A mi hijo Emiliano.

*Tu sonrisa me ilumina. Tú eres mi luz.*

A mis padres.

*Por haber guiado mí camino, formándome y haciéndome un hombre de provecho.*



---

## AGRADECIMIENTOS

A mi gran familia por el apoyo incondicional.

A mi asesor el Dr. Hugo Hernández Barrios por la orientación y ayuda brindada en la realización de este proyecto.

A mis profesores por ese granito de arena que han puesto en mi aprendizaje.

A mis compañeros por el gran equipo que hemos formado.



# ÍNDICE

ÍNDICE.....	3
RESUMEN .....	9
INTRODUCCIÓN.....	10
OBJETIVOS .....	12
OBJETIVOS PRINCIPALES .....	12
OBJETIVOS PARTICULARES.....	12
1. ANTECEDENTES.....	13
1.1 SISMICIDAD HISTÓRICA EN MÉXICO.....	13
1.1.1 BRECHA SÍSMICA DE GUERRERO .....	15
1.2 EVOLUCIÓN DE LOS REQUISITOS EN EL DISEÑO SÍSMICO.....	17
1.3 DEFICIENCIAS Y DAÑOS EN COLUMNAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO CONSTRUIDAS ANTES DE 1970.....	22
1.3.1 EL PROBLEMA DEL DISEÑO PRE1970.....	22
1.3.2 PROBLEMAS FÍSICOS DE PUENTES PRE1970 .....	24
1.3.3 RESUMEN DE LOS DAÑOS PRODUCIDOS POR EL SISMO DE 1971 .....	27
2. LOS PUENTES EN MÉXICO.....	29
2.1 PROBLEMÁTICA EN LOS PUENTES EN MÉXICO .....	29
2.1.1 DATOS ESTADÍSTICOS DE LOS PUENTES DE LA RED FEDERAL DE CARRETERAS EN ZONA SÍSMICA 29	
2.1.1.1 INFRAESTRUCTURA CARRETERA Y AÑO DE CONSTRUCCIÓN .....	30
2.1.1.2 CONFIGURACIÓN FÍSICA .....	33
2.1.1.3 PUENTES TIPO.....	39
2.1.1.4 CARGAS DE DISEÑO .....	44
2.1.1.5 CALIFICACIÓN SIPUMEX PARA DAÑO .....	46
2.1.2 RESUMEN DE LOS DAÑOS SÍSMICOS EN PUENTES MEXICANOS.....	47
2.1.3 SISMOS RECIENTES QUE OCASIONARON DAÑO EN PUENTES .....	48
2.1.3.1 SISMO DE MANZANILLO EN 1995 (Tena, 1997).....	48
2.1.3.2 SISMO DE TECOMÁN EN 2003 (EERI y SMIS, 2006).....	51
2.1.4 BREVE DESCRIPCIÓN DE ALGUNOS PUENTES DAÑADOS .....	52
2.2 SISMOS DE GUERRERO DE 2014.....	73
2.2.1 SISMO DE PETATLÁN, GRO. DEL 18 DE ABRIL DE 2014 (SSN, 2014a).....	73



2.2.2	SISMO DE TÉCPAN, GRO. DEL 08 DE MAYO DE 2014 (SSN, 2014b).....	75
2.2.3	RÉPLICAS DE LOS SISMOS DE ABRIL- MAYO DE 2014.....	77
2.2.4	PUENTES DAÑADOS DURANTE LOS SISMOS DE 2014 .....	78
2.2.4.1	PUENTE LAS TORTUGAS IV .....	78
2.2.4.2	PUENTE EL CUAJILOTE .....	80
3.	EVALUACIÓN DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO .....	86
3.1	COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO .....	86
3.1.1	INVESTIGACIONES PREVIAS (Gira, 1998).....	86
3.1.1.1	CARGA CONCÉNTRICA .....	86
3.1.1.2	CARGA EXCÉNTRICA.....	88
3.1.1.3	CARGA AXIAL Y LATERAL REVERSIBLE.....	88
3.2	FACTORES QUE AFECTAN LA RESPUESTA DE UNA COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO.....	91
3.2.1	COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO BAJO COMPRESIÓN UNIAXIAL .....	92
3.2.2	COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO BAJO COMPRESIÓN MULTIAXIAL.....	94
3.3	CONFINAMIENTO DE COLUMNAS .....	95
3.3.1	COLUMNAS DE CONCRETO CONFINADAS CON ESTRIBOS DE ACERO.....	95
3.3.2	TÉCNICAS DE CONFINAMIENTO NO CONVENCIONALES .....	97
3.4	ENFOQUE DE DISEÑO POST 1970.....	99
3.4.1	PRINCIPIOS DE LA NUEVA FILOSOFÍA DE DISEÑO .....	99
3.4.2	DISEÑO POR CAPACIDAD APLICADO A PUENTES .....	101
3.5	CARACTERIZACIÓN DE UNA COLUMNA .....	103
3.6	MODELO DE CONFINAMIENTO DE MANDER ET AL. (1988a). .....	104
3.6.1	CONCRETO CONFINADO.....	105
3.6.1.1	SECCIONES CIRCULARES .....	108
3.6.1.2	SECCIONES RECTANGULARES .....	109
3.6.2	CONCRETO NO CONFINADO.....	113
3.6.3	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA.....	114
3.7	MODELO PARA EL ACERO DE REFUERZO .....	115
3.8	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M .....	118
3.9	DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA.....	124
3.9.1	DISCRETIZACIÓN DE LA COLUMNA.....	127
3.9.1.1	SECCIÓN CIRCULAR.....	129



3.9.1.2	SECCIÓN RECTANGULAR.....	133
3.9.2	PROCEDIMIENTO .....	134
3.9.3	DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA BILINEAL .....	136
3.9.4	REVISIÓN DEL PANDEO DE LAS BARRAS LONGITUDINALES .....	137
4.	APLICACIONES PARA EL ANÁLISIS Y REVISIÓN DE COLUMNAS .....	139
4.1	PROGRAMACIÓN DEL CÁLCULO DE DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN P-M .....	139
4.2	PROGRAMACIÓN DE LOS MODELOS CONSTITUTIVOS.....	141
4.2.1	CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO CON ACERO DE REFUERZO.....	141
4.2.1.1	COLUMNA RECTANGULAR.....	143
4.2.1.2	COLUMNA CIRCULAR.....	144
4.2.2	CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO .....	146
4.3	PROGRAMACIÓN DEL CÁLCULO DE DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA M- $\phi$ .....	147
4.4	COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON RESPONSE-2000.....	148
4.4.1	COLUMNA 1.....	150
4.4.2	COLUMNA 2.....	152
4.4.3	COLUMNA 3.....	154
4.4.4	COLUMNA 4.....	156
5.	REFUERZO O REPARACIÓN DE COLUMNAS DE PUENTES.....	159
5.1	INVESTIGACIONES ANTERIORES.....	159
5.1.1	¿POR QUÉ SE NECESITA IMPLANTAR UNA TÉCNICA DE REFUERZO O REPARACIÓN? 159	
5.1.2	ANTECEDENTES EN EL REFUERZO SÍSMICO EN PUENTES.....	161
5.2	MEDIDAS DE REFUERZO O REPARACIÓN A IMPLANTARSE EN PUENTES EXISTENTES .....	163
5.3	JUSTIFICACIÓN PARA LA EVALUACIÓN Y REFUERZO DE LOS PUENTES CONSTRUIDOS HASTA ANTES DE 1970.....	168
5.3.1	ARGUMENTACIÓN GENERAL.....	168
5.3.2	MÉXICO.....	168
5.4	APLICACIÓN EN COLUMNAS DE PUENTES.....	169
5.4.1	REFUERZO CON ENCAMISADO DE ACERO.....	170
5.4.2	REFUERZO CON ENCAMISADO DE CONCRETO.....	171
5.4.3	REFUERZO CON CABLES DE PRESFUERZO .....	172
5.4.4	REFUERZO CON ENCAMISADO DE MATERIALES COMPUESTOS .....	173



6.	EL FRP COMO TÉCNICA DE REPARACIÓN O REFUERZO .....	175
6.1	EL FRP EN LA INGENIERÍA CIVIL .....	175
6.1.1	INFORMACIÓN GENERAL.....	175
6.2	CONFIGURACIÓN DEL FRP .....	177
6.2.1	MATERIALES CONSTITUYENTES.....	177
6.2.1.1	MATRICES .....	177
6.2.1.2	FIBRAS.....	178
6.2.2	SISTEMAS DE APLICACIÓN DEL FRP EN LA INGENIERÍA CIVIL.....	181
6.2.2.1	PROCESO DE LAY-UP O WRAPPING .....	181
6.2.2.2	ENCAMISADO CON ELEMENTOS PREFABRICADOS.....	181
6.2.2.3	ENROLLADO AUTOMÁTICO DE FIBRAS.....	182
6.2.2.4	PULTRUSIÓN .....	182
6.3	COLUMNAS CON FRP.....	183
6.3.1	INVESTIGACIONES PREVIAS .....	183
6.3.2	PRÓPOSITOS PRINCIPALES .....	185
6.3.3	COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS CONFINADAS CON FRP .....	188
6.3.4	MODELOS DE CONFINAMIENTO CON FRP .....	189
6.3.5	MODELO ESFUERZO-DEFORMACIÓN A UTILIZAR PARA COLUMNAS CONFINADAS CON FRP	193
6.3.5.1	MODELO ORIENTADO AL DISEÑO DE TENG ET AL. (2003, 2007 Y 2009).....	194
6.3.5.2	MODELO ORIENTADO AL ANÁLISIS DE JIANG Y TENG (2007).....	203
6.4	REVISIÓN Y DISEÑO DE COLUMNAS CON FRP .....	207
6.4.1	CÁLCULO DE LOS DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS CONFINADAS CON FRP .....	207
6.4.1.1	MÉTODO SIMPLIFICADO .....	207
6.4.1.2	MÉTODO EXTENDIDO .....	215
6.4.1.3	DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN ULTIMOS .....	218
6.4.2	DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA DE COLUMNAS CONFINADAS CON FRP	220
6.4.2.1	MODELO PARA COLUMNAS CONFINADAS CON FRP.....	220
6.4.2.2	COMPARACIÓN DE LOS DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA CON RESPONSE-2000 .	222
6.4.3	CÁLCULO DEL ESPESOR DE FRP .....	224
6.4.3.1	REFUERZO POR CARGA AXIAL.....	226



6.4.3.2	REFUERZO POR DUCTILIDAD .....	227
6.4.3.3	EJEMPLOS DE APLICACIÓN .....	243
6.4.3.4	APLICACIÓN COMPUTACIONAL .....	254
6.5	APLICACIÓN PRÁCTICA .....	254
6.5.1	RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO .....	255
6.5.2	DESCRIPCIÓN DE LA COLUMNA A REFORZAR .....	255
6.5.3	PROPIEDADES .....	258
6.5.4	EVALUACIÓN DE LA COLUMNA SIN REFUERZO .....	259
6.5.4.1	CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN .....	259
6.5.4.2	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN (ACI) .....	260
6.5.4.3	DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA.....	261
6.5.4.4	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN ÚLTIMO .....	262
6.5.5	EVALUACIÓN DE LA COLUMNA REFORZADA CON FRP .....	262
6.5.5.1	CÁLCULO DEL ESPESOR POR INCREMENTO DE CARGA AXIAL.....	262
6.5.5.2	CÁLCULO DEL ESPESOR POR DUCTILIDAD .....	263
6.5.5.3	DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN P-M PARA CONCRETO CONFINADO CON FRP.....	265
6.5.5.4	CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO CON FRP .....	266
6.5.5.5	DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA DE CONCRETO CONFINADO CON FRP .....	267
6.5.6	COMPARACIÓN DE RESULTADOS .....	269
6.5.6.1	CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN .....	269
6.5.6.2	DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN P-M.....	270
6.5.6.3	DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA.....	271
6.5.6.4	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN ÚLTIMO .....	273
6.5.6.5	COMENTARIOS.....	275
	CONCLUSIONES .....	277
	FUTURAS INVESTIGACIONES .....	279
	REFERENCIAS.....	280
7.	ÁPENDICES.....	289
7.1	PUNTES TIPO EN LA COSTA DEL PACÍFICO .....	289
7.2	CÁLCULO DE DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN (P-M) PARA COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO 293	
7.2.1	EJEMPLO i .....	293



7.2.2	EJEMPLO ii .....	303
7.2.3	EJEMPLO iii .....	319
7.3	PROCESO DE APLICACIÓN MANUAL DE FRP .....	323
7.4	PROPIEDADES DE FRP .....	324
7.5	ECUACIONES COMPLEMENTARIAS PARA EL CÁLCULO DE LOS DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS CON FRP (ACI 440.2R-08) .....	326
7.6	DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL CÁLCULO DE DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN P-M DE COLUMNAS CON FRP (ACI 440.2R-08) .....	328
7.7	COEFICIENTES DE EXPOSICIÓN AMBIENTAL.....	329
7.8	MANUALES DE USUARIO .....	331
7.8.1	PROGRAMA PM_NTC04.EXE .....	332
7.8.1.1	EJEMPLO DE APLICACIÓN EN UNA COLUMNA CIRCULAR .....	333
7.8.2	PROGRAMA PM_FRP.EXE .....	337
7.8.2.1	EJEMPLO DE APLICACIÓN PARA UNA COLUMNA CIRCULAR CONFINADA CON FRP .....	339
7.8.2.2	EJEMPLO DE APLICACIÓN PARA UNA COLUMNA CUADRADA CONFINADA CON FRP ...	344
7.8.3	PROGRAMA ESDECO.EXE.....	346
7.8.3.1	EJEMPLO DE APLICACIÓN PARA UNA COLUMNA RECTANGULAR CONFINADA CON ACERO 347	
7.8.3.2	EJEMPLO DE APLICACIÓN PARA UNA COLUMNA CIRCULAR CONFINADA CON FRP .....	351
7.8.4	PROGRAMA M_PHI.EXE.....	355
7.8.4.1	EJEMPLO DE APLICACIÓN EN UNA COLUMNA CIRCULAR CONFINADA CON ACERO Y CON FRP 356	
7.8.5	PROGRAMA CAMISA_FRP.EXE .....	365
7.8.5.1	EJEMPLO DE APLICACIÓN POR CARGA AXIAL.....	365
7.8.5.2	EJEMPLO DE APLICACIÓN POR DUCTILIDAD.....	369



---

# RESUMEN

---

## RESUMEN

En este trabajo se revisan las recomendaciones para reforzar columnas de concreto con diferentes configuraciones, a través de bandas de FRP ante incremento de carga axial y momento flexionante; así como por confinamiento y ductilidad (incluyendo cortante, traslape y pandeo de barras). Los resultados se verifican con base en los modelos constitutivos mayormente aceptados. Las recomendaciones y los modelos se han programado con el fin de obtener de manera rápida el número de bandas y longitudes de aplicación de FRP necesarias para su reforzamiento, aplicando las metodologías de forma explícita a columnas de concreto reforzado y particularmente a las tipologías de los puentes existentes en la costa del Pacífico.

## ABSTRACT

In this work are reviewed the recommendations to reinforce concrete columns with different configurations using FRP stripes, in the face of the axial load and flexural moment increase; as well as because of confinement and ductility (including shear, lap-splice and bar buckling). The results are verified based on the mostly accepted constitutive models. The recommendations and the models have been programmed in order to get quickly the number of stripes and the length of FRP required to the reinforcement, using the detailed methodology for concrete columns and for the typology of the bridges that lie in the pacific coast.

PALABRAS CLAVE: FRP, CAMISA, REFUERZO, COLUMNA, PUENTE



# INTRODUCCIÓN

A través de la historia se ha corroborado que los sismos pueden dañar o colapsar cualquier estructura, especialmente los puentes de concreto reforzado. A partir de la década de los 60 cada evento sísmico mayor ha hecho que los códigos sean revisados y readaptados. Fue en esa época cuando se construyeron muchos de los puentes que existen hasta ahora en regiones con sismicidad alta y moderada, sin embargo, en ese periodo las fuerzas de diseño se subestimaban y el comportamiento del concreto bajo cargas cíclicas reversibles no era bien comprendido. Los sismos recientes de San Fernando (1971), México (1985), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) y Kobe (1995) han mostrado las deficiencias de diseño y detallado del refuerzo en puentes de concreto, principalmente los construidos antes de 1970. Años más tarde, los investigadores comenzaron a desarrollar técnicas para incrementar la capacidad en el diseño de nuevos puentes o el reforzamiento de los existentes haciendo hincapié en aquellos diseñados antes de 1970.

En nuestro país la red carretera federal cuenta con alrededor de 7,230 puentes de los cuales 1,970 se encuentran en los estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Colima, Michoacán y Jalisco; dentro de una zona sísmicamente activa. Más de dos terceras partes fueron diseñados y construidos en el período de 1960 a 1970 bajo reglamentación fundada en el diseño elástico y bajo cargas muy bajas. Curiosamente, a pesar de lo anterior en nuestro país se tiene poco conocimiento de daños sísmicos en puentes, de hecho, únicamente se tiene registro de daños después de la ocurrencia del sismo de Manzanillo en 1995 y el sismo de Tecomán en 2003, de los cuales destacan los puentes Coahuayana, Nexpa, Cihuatlán, Barranca del Muerto, La Grulla, La Lupita, Carlos de la Madrid, Gonzalo Sandoval y el puente Central de autobuses; recientemente los sismos de Guerrero de 2014 ocasionaron daño al puente las tortugas y el colapso de El Cuajilote. Aunque el número de puentes es pequeño en comparación con el total de los existentes, la posibilidad de que se presente un sismo fuerte, especialmente en la zona del pacífico, hace necesario que aquellas pilas de puentes que se encuentren con una baja capacidad para resistir acciones sísmicas (o alguna combinación con cargas verticales) sean evaluados y si es posible reforzados.

La configuración empleada en los puentes (y la mayoría de las estructuras) hace que sus pilas sean las responsables de la resistencia y estabilidad del sistema, el fallo de una columna puede conducir a drásticas consecuencias. El diseño de una estructura no solo debe orientarse a resistir las acciones, sino también es deseable que presenten un comportamiento dúctil cuando existan condiciones que las lleven al comportamiento inelástico. Hoy en día, es común que las columnas de concreto reforzado sean diseñadas dúctilmente y que puedan disipar energía a través de articulaciones plásticas.

Los posibles problemas de comportamiento o resistencia que pueden presentar la mayoría de las columnas con deficiencias en su diseño o construcción pueden mejorarse sustancialmente a través de la técnica de refuerzo con camisas de FRP. Sin embargo, el ingeniero estructurista aún desconfía de la aplicación práctica de los materiales compuestos debido esencialmente al poco entendimiento y a la falta



de herramientas que se tienen para evaluar y comprender el comportamiento del concreto encamisado con FRP. Para aumentar la seguridad y con ello el interés, es necesario que el ingeniero cuente con una metodología de evaluación confiable y práctica.

En este trabajo se revisan las recomendaciones para reforzar columnas de concreto con diferentes configuraciones, a través de bandas de FRP ante incremento de carga axial y momento flexionante; así como por confinamiento y ductilidad (incluyendo cortante, traslape y pandeo de barras). Los resultados se verifican con base en los modelos constitutivos mayormente aceptados. Las recomendaciones y los modelos se han programado con el fin de obtener de manera rápida el número de bandas y longitudes de aplicación de FRP necesarias para su reforzamiento, aplicando las metodologías de forma explícita a columnas de concreto reforzado y particularmente a las tipologías de los puentes existentes en la costa del Pacífico.



# OBJETIVOS

## OBJETIVOS PRINCIPALES

- Realizar la evaluación, análisis y diseño de pilas de concreto reforzado circulares, rectangulares o cuadradas encamisadas con bandas de FRP, atendiendo las recomendaciones y los modelos mayormente aceptados de confinamiento. Para ello se crearán una serie de aplicaciones computacionales que ayuden de forma práctica y rápida a realizar este tipo de tarea.
- Proponer la metodología de evaluación y obtención del número de tiras de FRP por resistencia (carga axial y momento flexionante) y por ductilidad (confinamiento) para columnas y verificar la eficiencia de este tipo de sistema de refuerzo en comparación con el confinamiento convencional.
- Presentar las herramientas de la forma más general posible considerando las diferentes propiedades de los materiales y que éstas sean aplicables en futuras evaluaciones no sólo a columnas de puentes sino a estructuras en general.

## OBJETIVOS PARTICULARES

- Establecer las deficiencias en el comportamiento que poseen en las columnas de puentes diseñadas antes de 1970.
- Obtener la tipología de los puentes mexicanos de la red federal de carreteras en zona sísmica de la costa del pacífico, construidos en su mayoría durante 1960 a 1970 bajo reglamentación fundada en el diseño elástico.
- Hacer una revisión de los modelos constitutivos de confinamiento con FRP mayormente aceptados en columnas de concreto para secciones circulares, rectangulares o cuadradas.
- Establecer las bases y criterios actuales sobre las expresiones para el cálculo de los diagramas de interacción P-M de columnas encamisadas con FRP según la normativa más reciente y extender el método a otro tipo de secciones transversales.
- Establecer el procedimiento detallado sobre la obtención de los diagramas momento-curvatura utilizando diferentes modelos de confinamiento, propiedades del acero de refuerzo y para diferentes tipos de secciones transversales y condiciones de carga.



# CAPÍTULO I

## ANTECEDENTES

### 1.1 SISMICIDAD HISTÓRICA EN MÉXICO

La interacción de las cinco placas tectónicas hace que nuestro país se encuentre en una región del planeta conocida por su alta sismicidad desde hace mucho tiempo. Los eventos sísmicos son comunes y obedecen principalmente al fenómeno de subducción que se presenta entre las placas de Cocos y de Rivera, que se encuentra al sur y sureste de México, en el océano Pacífico, y su penetración bajo la placa Norteamérica, de la cual forma parte la placa continental del país. La primera se mueve con una velocidad relativa de aproximadamente 5 cm/año, respecto a la placa continental, mientras que la segunda se desplaza 2.5 cm/año aproximadamente. Las fuentes más comunes de actividad sísmica son las descritas anteriormente, sin embargo, al noreste del país se encuentra la llamada falla de San Andrés que se extiende desde el estado de California, EE. UU. Hasta Baja California Sur en México, y es originada por el desplazamiento que ocurre entre la placa Norteamericana y la placa del Pacífico.



Figura 1.1. Placas tectónicas en México [1.1].

En las fallas del territorio nacional, principalmente el de la zona costera del Pacífico, se acumulan grandes cantidades de energía que al liberarse provocan los grandes sismos que afectan a nuestro país. El monitoreo de las zonas de fallas son fundamentales para determinar la sismicidad en nuestro territorio. Para lograrlo, sismógrafos, acelerógrafos, el área de ruptura de la corteza terrestre y la frecuencia de los sismos en la región, son algunos de los elementos fundamentales con los que trabajan los sismólogos.



A continuación se presenta un resumen de los sismos registrados más importantes que han acontecido dentro del territorio mexicano.

El sismo de México de 1957 (conocido también como el sismo del Ángel) se presentó cerca de Acapulco, Gro. a las 02:44 hrs. del domingo 28 de julio. La magnitud estimada fue de 7.7 ( $M_w$ ). La zona centro de la República Mexicana fue la más afectada, en especial la Ciudad de México donde el número de muertes superó las 700.

El sismo de México de 1979 ocurrió a las 05:07 hrs. del miércoles 14 de marzo cerca de Petatlán, Gro. (a 290 km de la ciudad de México), tuvo una duración de dos minutos y 10 segundos, alcanzó una magnitud de 7.6 ( $M_w$ ). Posterior al evento principal fueron registrados al menos once sismos de menor duración. Este sismo es recordado por causar el colapso de la Universidad Iberoamericana en la ciudad de México.

El sismo de México de 1985 ocurrió a las 07:17 hrs. del jueves 19 de septiembre con una magnitud de 8.1 ( $M_w$ ). El epicentro se localizó cercano a la desembocadura del Río Balsas en la costa del estado de Michoacán en la zona de subducción de la placa de Cocos y la de Norteamérica, aproximadamente a 15 km de profundidad. Los movimientos de tipo trepidatorio y oscilatorio tuvieron una duración de poco más de dos minutos. Este sismo es conocido por superar en intensidad y daños al registrado en 1957. La réplica del día posterior, con una magnitud estimada de 7.5, aseveró el daño estructural del evento principal y el colapso de alrededor de 20 edificios. El sismo del 30 de abril de 1986 se considera una réplica al noroeste del sismo de 1985, con epicentro en Michoacán y una magnitud de 7.0 ( $M_w$ ).

Los efectos de zona o de amplificación local fueron determinantes para que en el Distrito Federal y la zona centro de la república mexicana presentaran las mayores afectaciones, en la ciudad de México la escala de Mercalli fue de entre IX y X. Un aproximado de 30,000 estructuras fueron destruidas y alrededor de 68,000 más fueron dañadas. El número de muertes se calculó en 10,000 personas. En Michoacán fueron registrados daños menores (escala VIII de Mercalli) desde Coalcomán hasta Coahuayana. Sin embargo, en la ciudad de Lázaro Cárdenas (centro de población más cercano al epicentro) alrededor del 60% de las viviendas registraron daños medianos a graves y fue clasificado con los grados VIII-IX (destrutivo-ruinoso) en la escala de Mercalli. En algunas ciudades de Guerrero, como Ixtapa-Zihuatanejo y Acapulco, se presentaron daños menores, principalmente en viviendas y hoteles. La clasificación en la escala de Mercalli fue desde IV a VII (moderado a fuerte). En Jalisco, Ciudad Guzmán registró una gran cantidad de destrucción de viviendas y edificios públicos así como media centena de muertes, el sismo en esta ciudad fue clasificado con grado VIII (destrutivo) en la escala de Mercalli. En Manzanillo, Colima el sismo fue catalogado con grado VI (moderado) en la escala de Mercalli, pero no dejó daños ni víctimas.

El terremoto de Guerrero-Oaxaca de 2012 ocurrió a las 12:02 hrs del día martes 20 de marzo de 2012 con un epicentro localizado entre las costas de Guerrero y Oaxaca la con una magnitud de 7.4 ( $M_w$ ). El sismo pudo percibirse en varias regiones del centro y sur del país con una duración desde los 20 segundos hasta casi 6 minutos dependiendo de la ubicación; Se sabe que el sismo fue sentido en la ciudad de Culiacán, Sinaloa; Victoria, Tamaulipas; Durango e incluso Arizona, EE. UU. Después del sismo del 85, se trata del movimiento más fuerte que se ha sentido en Ciudad de México. Se reportaron más de 5,000 viviendas con daños materiales; algunos de los daños sobresalientes incluyen a un puente en el estado de Puebla que colapsó en su parte central, mientras que en el D.F. un puente peatonal cayó encima de un microbús de pasajeros; en ninguno de los casos se registraron víctimas mortales.



Se han presentado al menos 2 réplicas de intensidad considerable fueron las del 2 de abril de 2012 (magnitud 6.3 (Richter) a 27 km de Ometepec, Gro. Duración de 40 segundos) y la del 13 de abril de 2012 (magnitud de 6.3 a 40 km de Pinotepa Nacional, Oaxaca. Duración de 90 segundos).

El Servicio Sismológico Nacional indica que en 14 años, más de 50 sismos han rebasado los 6.0 grados en la escala de Richter. A continuación se presenta un listado de los más fuertes desde el año 2000 [1a]:

1. 8 de mayo de 2014- 6.4 grados, 28 km. al suroeste de Tecpan, Gro.
2. 18 de abril de 2014- 7.2 grados, 40 km. al sur de Petatlán, Gro.
3. 7 de noviembre de 2012- 7.3 grados, 68 km. al suroeste de Ciudad Hidalgo, Chis.
4. 12 de abril de 2012- 6.8 grados, 109 km. al noreste de Guerrero Negro, BCS.
5. 11 de abril de 2012- 6.4 grados, 79 km al oeste de La Mira, Mich.
6. 20 de marzo de 2012- 7.4 grados, 29 km al sur de Ometepec, Gro.
7. 10 de diciembre 2011- 6.5 grados, 53 km al noroeste de Zumpango del Río, Gro.
8. 7 de abril de 2011- 6.7 grados, 83 km al suroeste de Las Choapas, Ver.
9. 21 de octubre de 2010- 6.5 grados, 103 km al noroeste de La Paz, BCS.
10. 4 de abril de 2010- 7.2 grados, 103 km al noroeste de La Paz, BCS.
11. 3 de agosto de 2009- 6.9 grados, 84 km al suroeste de Miguel Alemán (La Doce), Son.
12. 16 de octubre de 2008- 6.6 grados, 97 km al suroeste de Ciudad Hidalgo, Chis.
13. 23 de septiembre de 2008- 6.4 grados, 228 km al suroeste de Manzanillo, Col.
14. 14 de abril de 2008- 6.5 grados, 197 km al sureste de Ciudad Hidalgo, Chis.
15. 12 de febrero de 2008- 6.6 grados, 44 km al sureste de Unión Hidalgo, Oax.
16. 13 de junio de 2007- 6.6 grados, 175 km al sureste de Ciudad Hidalgo, Chis.
17. 4 de enero de 2006- 6.7 grados, 87 km al norte de Santa Rosalía, BCS.
18. 21 de enero de 2003- 7.6 grados, Costa Col.
19. 19 de mayo de 2001- 6.5 grados, Costa Col.
20. 13 de enero de 2001- 7.6 grados, El Salvador.
21. 9 de agosto del 2000- 7.0 grados, Costa Gro.-Mich.
22. 12 de marzo del 2000- 6.4 grados, Costa México-Guatemala.

Los sismos de Manzanillo de 1995, Tecomán de 2003 y los de Guerrero de 2014 merecen mención especial debido al daño que ocasionaron a los puentes mexicanos. Estos eventos se describen brevemente en el capítulo II.

### 1.1.1 BRECHA SÍSMICA DE GUERRERO

México se encuentra en una zona de alta sismicidad debido a la interacción de 5 placas tectónicas, por lo que es habitual la ocurrencia de sismos, con un promedio de 4 al día reportados por el Servicio Sismológico Nacional (SSN). No obstante, existen zonas dentro del territorio nacional en las cuales no se

ha registrado la ocurrencia de sismos importantes durante un gran periodo de tiempo, a dichas zonas se les conoce como brechas sísmicas. La brecha sísmica de Guerrero es una zona en la cual convergen la placa de Cocos y la de Norteamérica y se localiza entre Acapulco y Papanao, en la región Costa Grande de dicho estado (Figura 1.2).



Figura 1.2. Localización de la brecha sísmica de Guerrero [1.2].

Entre los años de 1899 y 1911 ocurrieron 4 sismos cuyas magnitudes estimadas oscilaron entre 7.5 y 7.8. Ha pasado más de un siglo desde el último evento en este lugar ya que no se tienen registros de actividad sísmica con magnitud mayor a 7.0 desde el 16 de diciembre de 1911. Por sus características, se estima que en esta brecha se puede producir un sismo de magnitud similar al de 1985. Algunos de los reportes del Servicio Sismológico Nacional (SSN) mencionan lo siguiente (SSN, 2014a, b):

*“Investigadores en el campo de la sismología, tanto nacionales como extranjeros, coinciden en que la Brecha de Guerrero es un sitio de preparación para un futuro sismo. De estos estudios queda clara cuál es la posible región donde se generaría el sismo con una magnitud que oscilaría entre 7.5 o mayor... Hasta la fecha no se cuenta con técnicas científicas en ninguna parte del mundo que puedan determinar cuándo o dónde ocurrirá un sismo, tampoco se puede saber qué tan grande será o qué efectos tendrá en la población. Estar informados acerca de estos fenómenos naturales será de gran utilidad para mitigar el riesgo sísmico en caso de un evento de magnitud considerable.”*

De acuerdo con Información del Departamento de Sismología del Instituto de Geofísica (IGF) de la UNAM [1b], la longitud de la brecha sísmica permite a los sismólogos hacer estimaciones de las posibles dimensiones de futuros sismos pero no son netamente predicciones de lo que sucederá sino posibles escenarios. Aunque no existe noción alguna del tiempo de ocurrencia de estos escenarios, las consideraciones de los años 90 indican que, dentro de la brecha y dadas sus dimensiones, podrían acontecer uno o dos eventos de magnitud 8 (comparables al terremoto de 1985) o bien de dos a cuatro de 7.8. Los científicos de esta institución aclaran que nadie, en ningún país, puede predecir un sismo, por lo que cualquier afirmación o rumor que exista sobre la certeza de que pronto acontecerá un gran

terremoto en la brecha de Guerrero está infundado científicamente y, por lo tanto, no debe ser tomado en cuenta.

## 1.2 EVOLUCIÓN DE LOS REQUISITOS EN EL DISEÑO SÍSMICO

En los siguientes párrafos se presenta una breve reseña acerca de la evolución de los requisitos en el diseño sísmico, las principales causas de fallas estructurales y medidas consideradas para que la reglamentación evolucionara.

En nueva Zelanda, el primer código que consideraba el diseño sísmico se publicó en el año de 1935 después del sismo de Hawkes Bay de 1931.

Los daños ocasionados en el sismo de Long Beach en 1933, principalmente en escuelas y puentes, alertaron a los ingenieros estadounidenses sobre la importancia de considerar el diseño sísmico en su reglamentación. El acero transversal utilizado en el diseño de elementos estructurales en aquella época era escaso.

En la Figura 1.3 se presentan algunos de los daños ocasionados en columnas como consecuencia del sismo de Long Beach en 1933. En la Figura 1.1a se muestra la falla de una columna de primer nivel en el edificio de concreto reforzado Marti's store y en la Figura 1.1b la Falla de una columna de un garaje de dos niveles en Santa Anna Ca. Los estribos utilizados eran de 1/4 de pulgada a cada 12 pulgadas de separación.

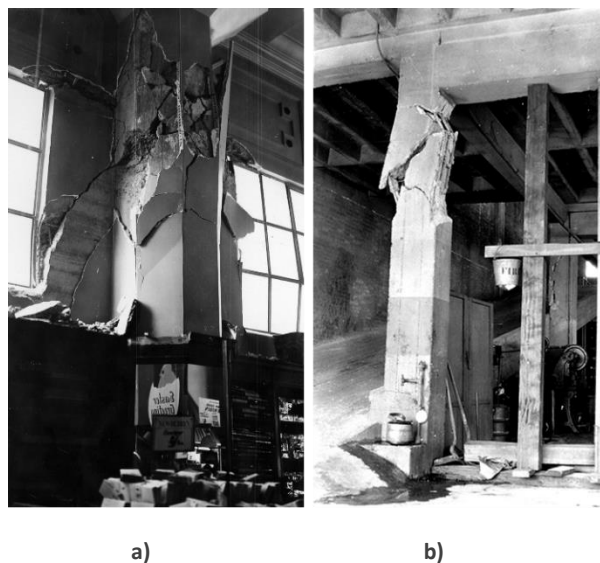


Figura 1.3. Daños ocurridos en el sismo de Long Beach en 1933: a) Marti's store y; b) garaje Santa Anna [1.3].

A mediados del siglo XX, muchos de los investigadores se enfocaron en realizar pruebas a vigas de concreto reforzado, como resultado fue posible formular las ecuaciones de resistencia a cortante en distintos tipos de elementos de concreto esforzado. Dichos estudios formaron la base del código del ACI para diseño a



cortante. El concepto de ductilidad fue introducido en Nueva Zelanda en los 60 pero sin tener alguna especificación o detalle de cómo lograr esa ductilidad.

Durante los últimos 60 años el criterio de diseño sísmico ha sufrido modificaciones importantes, tal es el caso de la normatividad de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). En 1958 la AASHTO incluyó las cargas sísmicas en los requisitos de diseño a través de una carga lateral equivalente en función de un coeficiente, este coeficiente a su vez dependía de la capacidad de carga del suelo y de la carga muerta de la estructura. Las especificaciones de la AASHTO 1958 aún eran deficientes por lo que 10 años más tarde (1968) se incluyó un nuevo coeficiente que servía para calcular la carga sísmica lateral, este coeficiente representaba la energía que la estructura podía absorber en función de su periodo natural de vibración. En aquel tiempo representó un avance trascendental debido a que el nuevo coeficiente no solo consideraba las propiedades estructurales sino también el efecto de la vibración.

En octubre de 1968, Fendwick y Paulay, extendieron las investigaciones y desarrollaron un modelo racional para explicar de mejor manera los mecanismos constitutivos resistentes del cortante en vigas de concreto reforzado. Parte del estudio sería incorporado de forma posterior al ACI en 1971.

Durante los años 70 y 80 ocurrieron diversos eventos sísmicos en los que se presentaron daños importantes en diversas estructuras; los puentes antiguos y recientes sobresalieron de las demás por los diferentes tipos de fallas que presentaron. Particularmente, durante el sismo de San Fernando en 1971 la ingeniería estructural volvió a caer en cuenta de las deficiencias de diseño que hasta entonces se tenían y que llevaban años implantándose. Se sabe que la mayoría de los daños y colapsos se debieron esencialmente a la falla de columnas que tenían una baja capacidad de resistir momentos flectores y fuerza cortante; o a la longitud de asiento inadecuada que hacía que los tableros cayeran. La Figura 1.4 presenta un puente colapsado ubicado entre la autopista que conduce de Los Ángeles a San Francisco como consecuencia del sismo de San Fernando en 1971.



Figura 1.4. Puente colapsado durante el sismo de San Fernando en 1971 (Interestatal 5 – autopista 14) [1.4].



Al sismo de San Fernando en 1971 se le conoce como el evento decisivo, ya que a raíz de este sismo se procedió a cambiar los reglamentos en todo el mundo, con fundamento en investigaciones extensas y pruebas de laboratorio muy completas. Algunas instituciones también optaron por implantar diferentes técnicas de refuerzo para incrementar la resistencia y el comportamiento estructural.

Se presentaron nuevas especificaciones con las cuales se superaba a la reglamentación anterior, además se desarrollaron los espectros de respuesta elásticos normalizados y un mapeo de los máximos sismos esperados para todo Estados Unidos de América.

Entre los puntos de mejora se pueden resaltar los siguientes:

- Localización geográfica del puente relativa a la falla activa.
- El efecto del máximo sismo esperado que pueda ocurrir en la falla activa.
- La respuesta dinámica del puente respecto al movimiento del terreno.
- La reducción de las fuerzas sísmicas de diseño para tener en cuenta la ductilidad.
- La consideración del riesgo.

El tratar de entender el modo de falla de los puentes bajo el sismo de San Fernando, condujo a que el Departamento de Transporte de California (CALTRANS) en 1973 desarrollara una pauta en el diseño sísmico, lo que su vez serviría de base para las especificaciones provisionales de puentes carreteros del AASHTO 1975. Se le atribuye a esta norma ser la primera metodología precisa y con un análisis aceptable ya que estaba basada en modelos sísmicos reales.

A partir del 76, el código neo zelandés, logró avances importantes en materia de reglamentación, realizándose varias reediciones y mejoras en los años de 1982, 1984 y 1992.

Con el nuevo criterio de diseño, posterior al sismo de 1971, se consiguió que las columnas de los puentes se diseñaran con un adecuado confinamiento y acero de refuerzo para resistir fuerzas cortantes, además de tener un mejor detallado en las uniones con la cimentación y superestructura. Debido al progreso que se consiguió, la AASHTO decidió adoptar el nuevo criterio de diseño en el año de 1983. CALTRANS a su vez inició la primera fase de un programa de refuerzo de puentes estudiando principalmente el problema de conexión de las pilas con la superestructura.

Sin embargo, en 1987 se presentó nuevamente un sismo en Whittier California ocasionando daños en algunos puentes antiguos bajo el mismo comportamiento de falla del sismo de San Fernando.

En 1989 con el sismo de Loma Prieta, se presentaron nuevamente algunos percances que llegaron a ser mayores de lo que inicialmente se había pensado con el sismo de San Fernando y Whittier. Las pilas de algunos puentes volvieron a fallar, principalmente a cortante, recalcando el problema que anteriormente se tenía. Como consecuencia, CALTRANS desarrolló apresuradamente la fase 2 de su programa de reforzamiento de puentes para mitigar las deficiencias en el diseño y detallado. La Figura 1.5 muestra las fallas por cortante que presentaron las columnas del Viaducto Cypress.



Figura 1.5. Viaducto Cypress, Oakland Ca., colapsado durante el sismo de Loma Prieta en 1989 [1.5].

Entre las técnicas de refuerzo se presentan propuestas para prevenir la pérdida de asiento de la superestructura, el encamisado de columnas con acero para incrementar la resistencia y ductilidad; la resistencia de los cabezales se podía aumentar colocando tendones externos, las uniones se podían reforzar con camisas de acero, la cimentación podía aumentarse de tamaño o incrementarse, los apoyos eran sustituidos por aisladores/disipadores y además se proporcionaban técnicas para prevenir los fenómenos de licuación/socavación.

En los sismos de México en 1985 y el de Loma Prieta en 1989 los daños se caracterizaron en estructuras construidas bajo reglamentación antigua; en el primer evento se dañaron alrededor de 2,500 edificios, de los cuales 210 fueron construidos con concreto reforzado y llegaron al colapso.

Las normas AASHTO-15-1992, AASHTO-16-1996, AASHTO-17-2002 estaban basadas en la guía de diseño sísmico para puentes carreteros del ATC-6 (Elaborado por el Applied Technology Council en 1981). A pesar del mejoramiento constante en cuestiones de diseño sísmico, aún existen muchos puentes que fueron diseñados antes de 1992 bajo especificaciones carentes.

El sismo de Northridge de 1994 comprobó la vulnerabilidad de las estructuras antiguas que no contaban con la ductilidad apropiada. Debido a las deficiencias de las estructuras dañadas bajo los sismos anteriores se tuvo que hacer una reestructuración de la reglamentación, de esta manera en los códigos se incorporaron nuevos requisitos tanto para estructuras nuevas como para el refuerzo de antiguas. En la Figura 1.6 se pueden observar las fallas de las columnas de un puente debido al sismo de Northridge en 1994.



Figura 1.6. Falla de las columnas de un puente en una autopista interestatal (sismo de Northridge, 1994) [1.6].

En 1995 Nueva Zelanda presentó su código NZS3101 basado en la filosofía de diseño por capacidad. La nueva reglamentación tomaba en cuenta el comportamiento sísmico de las estructuras sujetas a cargas cíclicas laterales en el intervalo inelástico. El énfasis se dio en aspectos de proporcionamiento y detallado para lograr la resistencia y ductilidad necesarias y con los mecanismos post elásticos apropiados. En otros países como Estados Unidos de América y Japón se presentaron avances similares, con la diferencia en el grado de capacidad utilizado y la ductilidad esperada de las estructuras.

También en el año de 1995 se presentó el terremoto de Hyogo-ken Nanbu en la ciudad de Kobe en Japón, el cual acentuó las deficiencias de los edificios construidos hasta antes de 1981, que era la fecha de puesta en marcha de la reglamentación japonesa más reciente; caso contrario a las construcciones con fecha posterior que solo sufrieron pequeños daños. Una de las líneas de vida más importantes de la ciudad fue colapsada (Figura 1.7).



Figura 1.7. Colapso del viaducto "Hanshin Expressway" durante el sismo de Kobe en 1995 [1.7].



Derivado de los sismos en California, Estados Unidos de América y los grandes daños que éstos ocasionaron, CALTRANS inició una extensa investigación teórica y experimental en la Universidad de California para indagar en varios aspectos del comportamiento y proceso de refuerzo en puentes carreteros pero considerando principalmente encamisados de acero. La adición de camisas de acero a las columnas lograba un incremento significativo en resistencia y ductilidad. Como otra alternativa novedosa se probó el refuerzo de columnas utilizando encamisado con fibra de vidrio/epoxi, dando como resultado la eliminación de la falla frágil por cortante y la falla por mala adherencia debido a longitud de desarrollo inadecuado bajo flexión.

A raíz de lo sucedido a lo largo de los años se han venido haciendo cada vez más y mejores adecuaciones a los códigos, y se ha observado la necesidad de reforzar sísmicamente los puentes para prevenir pérdidas en un futuro.

## 1.3 DEFICIENCIAS Y DAÑOS EN COLUMNAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO CONSTRUIDAS ANTES DE 1970

### 1.3.1 EL PROBLEMA DEL DISEÑO PRE1970

En la época de los 60, las fuerzas de diseño se subestimaban y el comportamiento del concreto bajo cargas cíclicas reversibles no era bien comprendido, fue en aquellos años cuando se construyeron muchos de los puentes que existen hasta ahora en regiones con sismicidad moderada. Los sismos recientes de San Fernando (1971), México (1985), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) y Kobe (1995) han mostrado las deficiencias en el diseño sísmico y en el detallado del refuerzo en puentes de concreto.

Por lo general los puentes cuentan con muy poco o nada de sistemas redundantes que permitan la redistribución de esfuerzos como en el caso de estructuras multiniveles o continuas. Mientras más simple es la forma de la estructura es más fácil predecir la respuesta que ésta tendrá pero también se incrementa la posibilidad de daño.

Entender el problema o las deficiencias de los puentes antiguos debe tratarse desde el diseño. La metodología de diseño sísmico que se tenía hasta antes de 1971, estaba basada en principios elásticos, por lo que el problema más obvio consiste en que se diseñaba elásticamente habiendo comportamiento inelástico. En la Figura 1.8 pueden observarse los intervalos de comportamiento elástico e inelástico, el comportamiento de una estructura supera ampliamente el intervalo elástico y por lo tanto debe considerarse en el diseño.

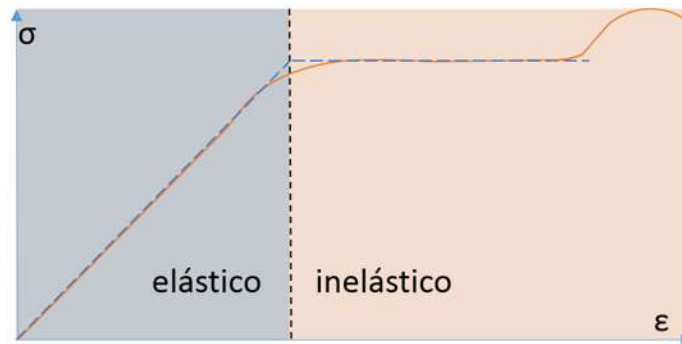


Figura 1.8. Intervalos de comportamiento elástico e inelástico.

El diseño elástico por lo tanto, no considera la incursión de los elementos en el intervalo plástico y omite la importancia de la no linealidad en términos de disipación de energía, es así que las articulaciones potenciales no se detallaban para resistir las fuerzas sísmicas y las columnas resultaban en una falla frágil en flexión o en cortante. La aproximación elástica subestima las fuerzas sísmicas, lo que resultaba en deflexiones laterales más grandes de lo esperado, sin embargo, la longitud de articulación plástica no se diseñaba para controlar esas grandes deformaciones inelásticas. El problema se acrecentaba debido a que la rigidez de las columnas era calculada utilizando su sección gruesa en lugar de la agrietada.

Otra deficiencia radica en la relación de carga axial para diseñar por carga lateral, como resultado de lo anterior se tenían diagramas de momento flexionante incorrectos y con mala aproximación en la localización de secciones críticas y/o las magnitudes de estos. El diseño elástico arrojaba un área de acero de refuerzo insuficiente y longitudes de desarrollo que no eran adecuadas para esas regiones críticas. En la figura 1.7 puede observarse la diferencia entre el área de acero y distribución calculados utilizando el criterio de diseño anterior y posterior a 1970.

La filosofía de diseño de los códigos pre 1970 no comprendía el comportamiento de viga débil–columna fuerte preferido en la actualidad, de tal manera que la resistencia a cortante no se diseñaba para ser mayor que la resistencia a la flexión.

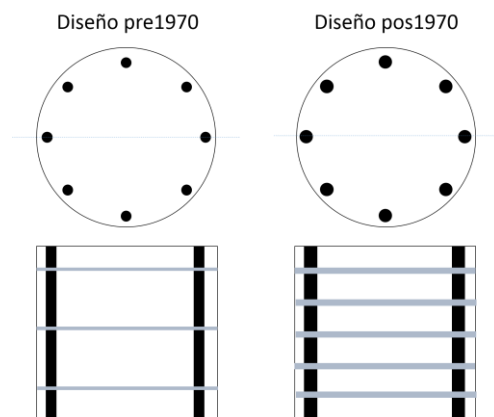


Figura 1.9. Área de acero y distribución calculados utilizando el criterio de diseño pre 1970 y post 1970.



### 1.3.2 PROBLEMAS FÍSICOS DE PUENTES PRE1970

Muchos de los puentes construidos antes de 1971 presentaban una resistencia inadecuada debido a la baja o nula ductilidad de los elementos y a la falta de detallado en las conexiones con la superestructura.

Entre las deficiencias características de las columnas de puentes se encuentran la falta de acero en la parte superior de las zapatas, una cantidad insuficiente de estribos, un gran espaciado en el acero a cortante y para confinamiento de columnas, el uso de traslapes de barras en la zona de articulación plástica, un anclaje de varillas inadecuado en la zona de zapatas y en la superestructura. La Figura 1.10 presenta un claro ejemplo de los problemas de refuerzo que se tenían en aquella época; se pueden observar tres de las cuatro columnas de la pila central de un puente que fallaron durante el sismo de San Fernando en 1971, posiblemente debido a la escasa cantidad de acero transversal y a su gran separación.



Figura 1.10. Falla de la pila central de un paso superior vehicular bajo el sismo de San Fernando en 1971 [1.10].

Generalmente los elementos estructurales pre1970 tienen una sección de traslapes dentro de la región potencial de articulaciones plásticas, que hace que la zona de fluencia se concentre en una longitud recortada ocasionando una ductilidad local limitada. Además, presentan un refuerzo transversal disperso que no confina de manera correcta.

En aquel entonces, el refuerzo transversal se utilizaba principalmente para resistir la carga lateral que se especificaba en los códigos más que el cortante asociado a la formación de articulaciones plásticas por flexión (a esta asociación se le conoce como diseño por capacidad). Es así que el acero transversal no solo proporciona resistencia a cortante sino confinamiento del núcleo y soporte lateral contra el pandeo de las barras longitudinales.

La falla por cortante en columnas de pilas de puentes ha sido común en elementos con baja relación de aspecto y refuerzo transversal escaso o con mal detallado. En California, antes de 1971, era común que las columnas se construyeran con estos tipos de problemas lo que conducía a la falla de las pilas o incluso del puente entero.



En febrero de 1971 se registró el sismo de San Fernando ocasionando el colapso de 5 puentes y el daño de 37 más en las autopistas de la zona de Los Ángeles. Las columnas que fallaron estaban sobrediseñadas a flexión pero contenían un bajo porcentaje de acero transversal a cortante; estribos de acero grado 40 ( $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ ) espaciados a cada 12" (30 cm) sin importar el tamaño de la columna o fuerza actuante. Se pudo observar que en algunas de las columnas que fallaron, el núcleo quedó expuesto debido al bajo confinamiento que a su vez fue resultado de la deformación por cortante no restringida. Otro tipo de fallas fueron ocasionadas cuando se presentaba agrietamiento bajo flexión y que a través de los ciclos de carga fue degradando la resistencia a cortante.

La Figura 1.11 presenta el detalle de una columna de un puente colapsado durante el sismo de 1971; se observa que las barras longitudinales no tenían un buen anclaje a la cimentación y los estribos se abrieron completamente.



Figura 1.11. Colapso total de un puente interestatal bajo el sismo de 1971 [1.11].

La Figura 1.12 Presenta el detalle de falla de una columna de un puente interestatal bajo el sismo de 1971; pueden observarse el escaso acero transversal y el pandeo de las barras longitudinales.



Figura 1.12. Columna de un puente en la autopista interestatal cruce 5-210 bajo el sismo de San Fernando [1.12].

Por ejemplo, en la zona de Montreal, Canadá, se encontraron algunos puentes construidos en la época de los 60 y que presentan deficiencias comunes. La configuración típica de la región se determinó con base en un grupo de planos antiguos y se presenta tanto en pilas de columnas simples como en dobles con cabezal (Yalcin, 1997).

Las columnas de los puentes tenían una altura de 11.9 m y estaban constituidas principalmente con concreto  $f'_c = 25$  MPa, un área de 50x50 pulgadas con 2 pulgadas de recubrimiento y 20 barras del número 11; el esfuerzo de tensión era transferido desde la columna hacia las barras conectoras (“dowles bars”) con un traslape de 42 veces el diámetro en la base de la columna, el porcentaje de acero longitudinal era de 1.2 y se tenían estribos del número 5 a cada 18 pulgadas sin que se incluyeran grapas. Éste tipo de barras o pasadores se utilizaban comúnmente durante esos años para conectar el refuerzo vertical de la columna con la zapata.

La ausencia de grapas y el gran espaciamiento entre los estribos de la columna hacía que su comportamiento fuera crítico a cargas laterales reversibles (cortante) y el bajo confinamiento no le permitía al elemento desarrollar todo el potencial de sus articulaciones plásticas.

En la conexión con la cimentación, los traslapes en el extremo donde se empotra la columna a la zapata limitaba la zona posible de articulación plástica. La presencia de estos traslapes significa la imposición de una limitante en el potencial de la longitud de articulación plástica, con lo que también la ductilidad y la disipación de energía quedan condicionadas.

Existen otros casos específicos de algunos lugares en donde las fallas fueron atribuidas al limitado comportamiento de las columnas (Ozcebe, 1987), por ejemplo: la librería de la ciudad de Hochinohe, en el sismo de Tokachi-Oki, Japón, 1968. El Hospital Olive View, en el sismo de San Fernando, EUA., 1971. El Hotel Macuto-Sheraton, en el sismo de Caracas, Venezuela, 1976. El edificio de Servicios del Condado de Imperial, Sismo de Imperial Valley, EUA, 1979 (Figura 1.13a).

Caso especial para nuestro país es el sismo de la ciudad de México en 1985, en donde muchas de las fallas de las columnas se debieron a la escasez de acero de refuerzo transversal lo que condujo a una falta de confinamiento que les permitiera un mejor comportamiento bajo cargas cíclicas. La Figura 1.13b presenta



el detalle de una columna del Hospital Juárez que falló durante la ocurrencia del sismo de México en 1985, en el que la falta de confinamiento y la presencia de traslapes condujo eventualmente al colapso total.



Figura 1.13. a) Falla de las columnas del edificio de servicios de Imperial Valley en el sismo de 1979. b) Detalle de columna del Hospital Juárez después del sismo de México en 1985 [1.13].

### 1.3.3 RESUMEN DE LOS DAÑOS PRODUCIDOS POR EL SISMO DE 1971

Los investigadores encontraron que los puentes presentaban un par de problemas en su respuesta sísmica y que la mayoría de las columnas que fallaron tenían severas deficiencias. El problema que se observaba en el comportamiento era consecuencia del diseño elástico adoptado. Las columnas de puentes fallaban principalmente por la baja resistencia a la flexión, baja ductilidad y por cortante.

A continuación se presentan los puntos más vulnerables:

- Anteriormente se utilizaban ecuaciones empíricas basadas en poca o nada de experimentación.
- Se tenía un detallado carente del acero transversal para confinamiento, que producía que el acero quedará expuesto bajo acciones sísmicas.
- Se diseñaba con métodos elásticos conservadores con lo que se subestimaba la resistencia a flexión.
- Los requisitos para la resistencia a cortante eran escasos, por lo que su resistencia era mucho menor que la de flexión (sobrerresistencia) conduciendo a una falla frágil de las columnas.
- Inadecuada resistencia a la flexión debido a los bajos coeficientes de fuerzas laterales empleados en el diseño (entre los años 50 y 60), lo cual llegó a ocasionar altas demandas de ductilidad.
- Falla por flexión debido a la poca ductilidad en la parte baja de las pilas donde se localiza la zona de momento máximo.
- Ductilidad a flexión reducida, debido principalmente a la falta de confinamiento mediante refuerzo transversal, lo cual ocasionaba que la curvatura última en la zona de la articulación plástica fuera muy baja una vez que el recubrimiento se había desprendido.



- Incertidumbre en la capacidad a la flexión debido a que la longitud de traslape del acero longitudinal requerida desde la zapata era insuficiente para desarrollar toda su capacidad, lo que ocasionaba una rápida degradación de resistencia bajo cargas cíclicas.
- Baja resistencia a cortante en columnas y uniones; ya que se tenía un anclaje inapropiado de las barras longitudinales en la unión con la superestructura y fallas asociadas a las zapatas, cabezales y estribos.
- Falla por cortante, como resultado del método de diseño empleado en donde las cargas laterales utilizadas eran muy bajas.

Fallas comunes en columnas de puentes:

- Baja resistencia a la flexión: se debe principalmente a que no se considera la posible existencia de articulaciones plásticas, consecuencia del diseño con cargas laterales muy bajas.
- La inadecuada ductilidad a la flexión: la resistencia a la flexión no es lo suficientemente grande para permitir a las columnas desarrollar articulaciones plásticas y poseer la ductilidad requerida. Esto es debido a que el refuerzo transversal no está lo suficientemente cerrado para prevenir el daño del núcleo de concreto y el pandeo longitudinal de la barra, aunado al mal doblado de las varillas que conforman los estribos, lo que hace que se abran y el confinamiento del núcleo de concreto se pierda dañándolo de manera importante.
- Incertidumbre en la magnitud de los elementos mecánicos: los diagramas de momento reales son a menudo muy diferentes a los que se utilizan en el diseño, por lo tanto las secciones críticas no se localizan adecuadamente y la distribución del acero de refuerzo no se calcula ni coloca de manera correcta.
- Fallas por cortante: asociadas a columnas antiguas que no se diseñaron bajo la idea de que la resistencia a cortante debe ser mayor que a la flexión. El problema de este tipo de fallas radica en que se trata de una falla frágil con nada o muy pocos índices de advertencia del colapso inminente.



# CAPÍTULO II

## LOS PUENTES EN MÉXICO

### 2.1 PROBLEMÁTICA EN LOS PUENTES EN MÉXICO

A pesar de los grandes daños que sufrieron las estructuras bajo los movimientos sísmicos de la década de los 70 y 80, especialmente los puentes al sur de EE. UU., debe señalarse que la configuración de los puentes mexicanos no obedece a la misma geometría de los puentes dichos puentes. Si bien es cierto que la gran mayoría de los puentes, tanto en EE. UU. como en México (y gran parte del mundo), fueron diseñados bajo los mismos principios, cada uno de los países cuenta con diferentes configuraciones (tamaño de la super y subestructura, número de claros, material, etc.). Estas características pueden ser muy variadas de un lugar a otro por lo que su comportamiento también puede ser circunstancialmente distinto entre ellas; además el grado de seguridad (exagerada) que los ingenieros adoptaron para el diseño en aquel momento puede haber jugado un papel importante.

En México el problema de fallas en puentes está mayormente relacionado con aspectos de socavación o capacidad de carga, incluso la mayor parte de los daños por acciones dinámicas son atribuidos a efectos eólicos antes que a movimientos sísmicos.

Según la información del Gobierno Federal mexicano, hasta el año 2011 la longitud de la red carretera total era de 374,262 kilómetros de los que destacan por su importancia 46,000 km que conforman la Red Federal Carretera libre de peaje. En el país se tienen 8,113 puentes y entre todos ellos alcanzan más de 200 km de longitud.

Las carreteras libres de peaje cuentan con 7,230 puentes de los cuales más de dos terceras partes fueron construidos en el período de 1960 a 1970 bajo reglamentación antigua que operaba con la filosofía de diseño elástico. Debido a la posibilidad de que se presente un sismo fuerte (principalmente en la zona del Pacífico) es necesario que aquellos puentes que cuenten con una baja capacidad para resistir acciones sísmicas (o alguna combinación con cargas verticales) sean evaluados y de ser posible reforzados.

#### 2.1.1 DATOS ESTADÍSTICOS DE LOS PUENTES DE LA RED FEDERAL DE CARRETERAS EN ZONA SÍSMICA

Es importante averiguar la condición de los puentes en México para poder tener una mejor perspectiva y poder identificar a aquellos que pudieran presentar problemas en su comportamiento. Es difícil conocer a ciencia cierta la configuración de los puentes, ya que muchos de ellos se construyeron hace más de 50 años y los planos o memorias de cálculo se han perdido con el paso del tiempo, no obstante, es posible diagnosticar y predecir la respuesta del puente con base en algunos datos como el

período de construcción, localización, observación y dimensionamiento general. Gracias a esta clasificación se puede identificar a los elementos estructurales más vulnerables y que podrían ser aptos para implantar alguna técnica de rehabilitación o refuerzo.

La Red Nacional Carretera se extiende en toda la república mexicana (Figura 2.1), sin embargo, los estados ubicados en una zona potencialmente sísmica se encuentran a lo largo de la costa del Pacífico en el sur del país: Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Colima, Michoacán y Jalisco.



Figura 2.1. Mapa de carreteras en México [2.1].

Los datos que se presentan a continuación están basados en un análisis estadístico (Mendoza, 2013) de acuerdo con la información que proporcionó la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT) y su programa de Sistema de Puentes en México (SIPUMEX) del año 2011.

Debe entenderse que los puentes tipo construidos en México presentan diferentes configuraciones, no necesariamente con pilas de concreto, pese esto algunos de los resultados de los datos estadísticos tratan sobre puentes en general con objeto de tener una mejor perspectiva y poder abordar mejor el problema.

### 2.1.1.1 INFRAESTRUCTURA CARRETERA Y AÑO DE CONSTRUCCIÓN

Los principales propietarios de las carreteras y los puentes son las siguientes dependencias: la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), la Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC), Caminos y Puentes Federales (CAFUFE), Ferrocarriles Nacionales de México (FERRONALES) y los gobiernos municipales y estatales entre otros. De los 1970 puentes entre las redes básicas y las secundarias de los estados mencionados anteriormente, 1,831 pertenecen a la DGCC o a la SCT.



El Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA) puede proporcionar un mejor punto de vista de la utilización de los puentes. Por ejemplo, el 62.28% cuenta con un TDPA de 1,000 a 5,000 vehículos y el 19.14% con un TDPA de 6,000-10,000. Por lo tanto puede predecirse que la tendencia es que circulen en promedio de 1,000 a 10,000 vehículos diariamente.

La Tabla 2.1 muestra el número de kilómetros en infraestructura carretera y el número de puentes que tiene cada uno de los 6 estados antes mencionados. Puede observarse que el estado de Michoacán posee el mayor número de puentes.

Tabla 2.1. Infraestructura carretera y número de puentes por estado.

Estado	Kilómetros de carretera		Puentes		Puentes/km
	Número	%	Número	%	
Chiapas	21904.5	28.04	361	18.32	0.016
Oaxaca	18652.6	23.88	433	21.98	0.023
Guerrero	12038.1	15.41	388	19.70	0.032
Michoacán	11475.8	14.69	448	22.74	0.039
Colima	2003.4	2.56	83	4.21	0.041
Jalisco	12038.1	15.41	257	13.05	0.021
Total:	78112.5	100.00	1970	100.00	-

El periodo de construcción de cada uno de estos puentes es importante debido a que en determinada época las especificaciones de construcción variaban; de forma general se puede decir que mientras más antiguo es el puente, se tendrán especificaciones más deficientes en comparación con la reglamentación actual (cargas mayores, porcentaje y separación de acero, ductilidad, etc.).

En la Tabla 2.2 se presenta el número de puentes que fueron construidos durante el siglo XX en los 6 estados de la zona de la costa del Pacífico.



Tabla 2.2. Año de construcción de los puentes en los puentes en la zona sísmica de la costa del Pacífico.

Periodo de construcción	Número de puentes							Total	%
	Chiapas	Oaxaca	Guerrero	Michoacán	Colima	Jalisco			
1910	-	1	-	-	-	-	1	0.05	
1920	-	-	1	-	-	1	2	0.1	
1930	7	12	1	11	-	8	39	1.98	
1940	4	66	3	67	-	38	178	9.04	
1950	27	31	4	55	7	20	144	7.31	
1960	75	62	228	59	10	57	491	24.92	
1970	33	164	73	105	28	74	477	24.21	
1980	29	16	12	51	9	47	164	8.32	
1990	152	27	39	77	6	10	311	15.79	
2000	33	54	27	21	23	2	160	8.12	
Desconocido	1	-	-	2	-	-	3	0.15	
Total	361	433	388	448	83	257	1970	100	

La relación entre el número de puentes por cada estado se presenta en la Figura 2.2, puede observarse que la gran mayoría de los puentes se construyeron en la década de los 60, justo antes del cambio importante de los códigos de diseño, y en los años 70 cuando aún no se implantaba completamente la nueva reglamentación.

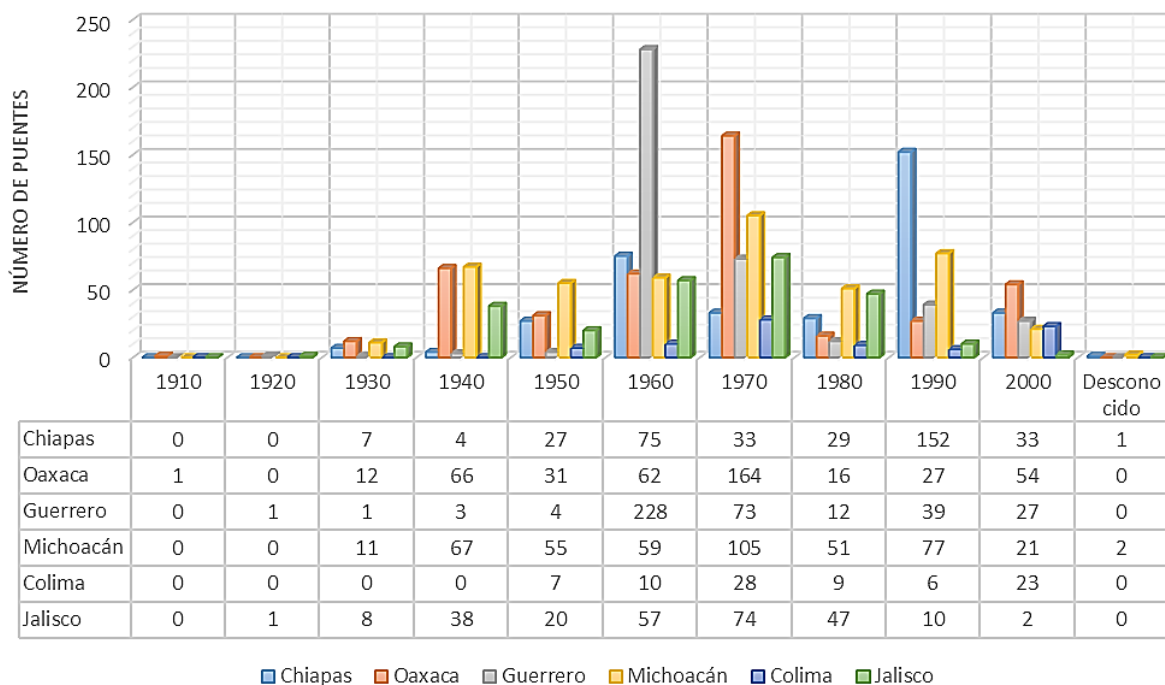


Figura 2.2. Fecha de construcción de los puentes en México.



Con el paso del tiempo algunos puentes necesitaron mejorías o adaptaciones por diversas circunstancias. De acuerdo a los datos anteriores se sabe que el 29.70% (585 puentes) tuvieron algún tipo de reconstrucción no especificada, siendo los estados de Oaxaca y Michoacán los que presentan un mayor número: 153 y 147 respectivamente. Sin embargo, el total de puentes no reconstruidos aún es 2.37 veces el de los reconstruidos, con lo cual se comprueba que aún existen estructuras con baja capacidad y posiblemente con un comportamiento inaceptable.

### 2.1.1.2 CONFIGURACIÓN FÍSICA

Conocer la geometría general de un puente carretero nos permite determinar cuáles son los tipos de puentes que se construyen en nuestro país. El puente puede clasificarse de acuerdo a su tipo de paso, número de claros, longitud, configuración en planta, sección transversal de superestructura y subestructura, material, etc.

#### a) Tipo de paso

Una característica importante de los puentes es el tipo de paso, ya sea inferior o superior. En este caso cerca del 93% son de paso superior. La principal función de un puente es salvar obstáculos que están presentes en el camino. Sobresale que más del 80% de los puentes están destinados a cruzar un arroyo o río, mientras que una pequeña fracción, cerca al 7%, pasa por encima de otro tramo carretero.

#### b) Número y longitud de claros

El número de claros es una de las propiedades fundamentales. La Tabla 2.3 presenta una relación entre el estado de la república mexicana, el número de puentes y el número de claros. Puede observarse que los puentes típicos tienen desde 1 a 3 claros.



Tabla 2.3. Número de claros en los puentes.

Número de claros	Número de puentes							Total	%
	Chiapas	Oaxaca	Guerrero	Michoacán	Colima	Jalisco			
1	188	208	160	217	30	108	911	46.24	
2	48	73	76	108	13	45	363	18.43	
3	73	101	87	76	22	68	427	21.68	
4	11	15	20	22	12	21	101	5.13	
5	23	17	17	9	-	6	72	3.65	
6	7	8	8	5	2	3	33	1.68	
7	4	6	9	5	1	2	27	1.37	
8	2	1	3	3	1	1	11	0.56	
9	2	1	1	2	-	1	7	0.36	
10	1	-	2	-	-	1	4	0.2	
11	0	1	3	0	-	-	4	0.2	
13	1	1	1	0	1	-	4	0.2	
14	-	-	-	1	1	-	2	0.1	
15	-	1	1	-	-	-	2	0.1	
25	-	-	-	-	-	1	1	0.05	
Desconocido	1	-	-	-	-	-	1	0.05	
Total	361	433	388	448	83	257	1970	100	

La longitud máxima de claro corresponde a la distancia medida desde centro de las pilas al final de la superestructura. En la Figura 2.3 se presenta el porcentaje de puentes correspondiente a las longitudes de sus claros, puede observarse que de los puentes en estudio el 40.86% corresponden a claros máximos entre 11 y 20 m.

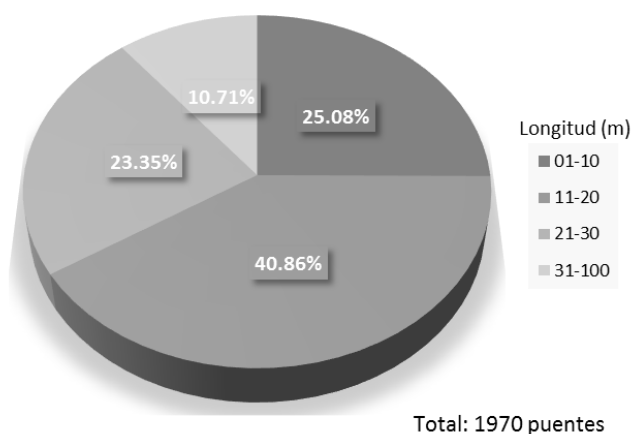


Figura 2.3. Longitud de claro máximo.



La longitud total de los puentes en los estados en estudio de acuerdo al SIPUMEX 2011 se presenta en la Tabla 2.4. Puede observarse que más de  $\frac{3}{4}$  partes de los puentes tienen como máximo 50 m de longitud total.

Tabla 2.4. Longitud total de los puentes en los estados de la costa del Pacífico.

Longitud total (m)	Número de puentes							Total	%
	Chiapas	Oaxaca	Guerrero	Michoacán	Colima	Jalisco			
01 - 25	162	231	181	35	250	130	989	50.20	
26 - 50	107	102	101	19	112	73	514	26.09	
51 - 75	31	37	35	13	40	26	182	9.24	
76 - 100	18	20	19	6	18	16	97	4.92	
101 - 125	16	12	15	6	7	5	61	3.10	
126 - 150	10	6	7	1	4	2	30	1.52	
151 - 175	7	6	8	1	6	1	29	1.47	
176 - 675	1	7	6	-	3	2	68	3.45	
Total	361	433	388	83	448	257	1970	100	

c) Geometría en planta

La geometría en planta está determinada por el ancho y la forma geométrica de la superestructura. De los datos se tiene que 1,448 puentes poseen un ancho total de 1 a 10 m mientras que 460 tienen de 11 a 20 m, siendo sus porcentajes del 73.5 y 23.35 respectivamente, con lo cual se determina que de forma típica los puentes tienen como ancho máximo 20 m.

De los 1,970 puentes sólo 282 (14.31%) tienen una curvatura, contrastando con los 1,688 (85.69%) que son totalmente rectos. Por otro lado el esviajamiento (grado de rotación de las pilas con respecto a la superestructura) está presente en aproximadamente  $\frac{2}{3}$  partes de los puentes con un total de 764 mientras que la condición de perpendicularidad se encuentra en 1,206 puentes.

d) Sección transversal y tipo de elevación

La sección transversal de la superestructura puede ser muy variada tanto en material como en configuración. La Figura 2.4 presenta los tipos de secciones transversales más comunes.

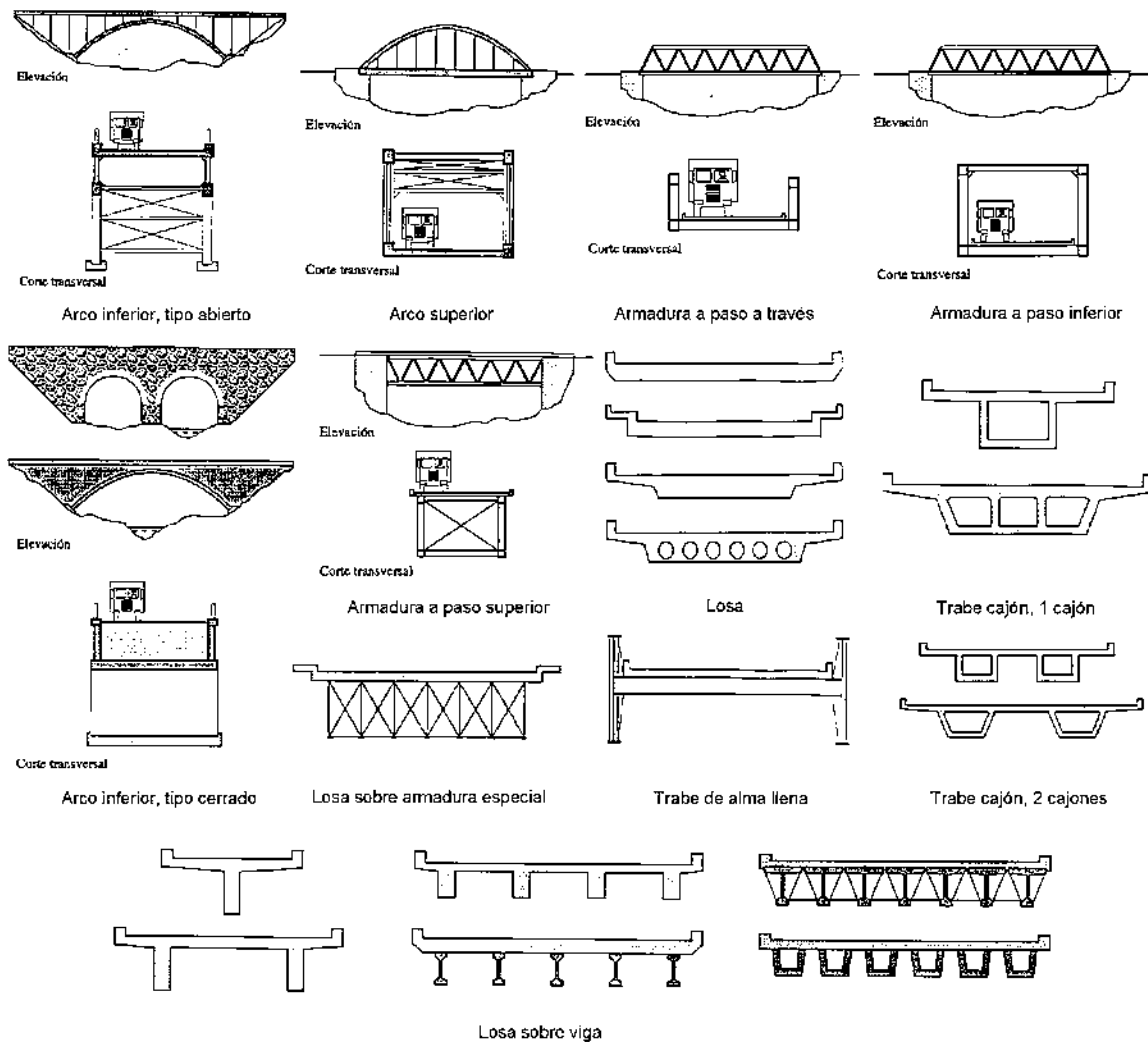


Figura 2.4. Tipos de sección transversal en puentes (SIPUMEX, 2013).

De todos los tipos de secciones que se presentan en la Figura 2.4, son 2 las que se han utilizado mayormente en México: Losa y Losa/vigas. Un total de 600 puentes están construidos con losas de concreto, por otra parte 1,176 puentes tienen secciones compuestas por losa y vigas de los cuales 689 poseen 4 ó más vigas. Con lo anterior se puede observar que cerca de una tercera parte son puentes de losa, otra tercera parte consta de puentes de losa en conjunto con 4 o más vigas; y la tercera parte restante está dispersa entre todos los demás tipos.

El tipo de elevación corresponde a la disposición longitudinal de la superestructura, de acuerdo a la información de SIPUMEX 2011 se sabe que 1,805 puentes (con poco más del 90%) cuenta con claros simplemente apoyados de sección constante; de esa cantidad 403 y 405, pertenecen a los estados de Michoacán y Oaxaca respectivamente. Los 80 puentes de sección constante y vigas continuas sólo representan un pequeño porcentaje en comparación con las vigas simplemente apoyadas.

e) Estructuración y materiales empleados



Para poder definir a un puente es necesario precisar el tipo de materiales de cada uno de sus componentes: superestructura, estribos, pilas, cimentación, etc.

La superestructura de los puentes en su gran mayoría ha sido construida utilizando concreto reforzado, ya que se encuentra en 1,339 de los 1,970 puentes. En segundo lugar se encuentra el concreto presforzado con 456 puentes y en tercero una propuesta compuesta de concreto y acero en 118 puentes.

Los estribos son las estructuras que sirven fundamentalmente como apoyos y como soporte de la presión del terreno. Existen diferentes tipos de estribos: Estribos con aleros integrados o separados, estribos enterrados con columnas o pilotes y cabezal, o estribos sólidos enterrados; además de contar con diferentes tipos de materiales tales como el acero, concreto reforzado, concreto ciclópeo, concreto presforzado, mampostería, tierra armada, etc.

Los estribos con aleros integrados están presentes en 1,561 puentes con un porcentaje ligeramente menor que el 80%; por otra parte 317 (alrededor del 16%) cuentan con algún tipo de estribos enterrados ya sea con columnas o pilotes con cabezal. En lo que respecta al material de los estribos sobresalen dos principalmente: 1,161 puentes que están constituidos por mampostería y 664 puentes con estribos de concreto reforzado.

La cimentación de los estribos por lo general depende también de su tipo de material. Los datos indican que un porcentaje muy elevado de puentes (79.90%) tienen los estribos cimentados directamente, mientras que el segundo dato sobresaliente corresponde a la cimentación a través de pilotes de concreto con un 12.59%.

Los tipos de pilas comunes se presentan en la Figura 2.5 y los datos del número de puentes que cuentan con uno u otro tipo de pila se presentan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Se puede observar que la gran mayoría no cuenta con pilas ya que se trata de puentes simplemente apoyados sobre estribos y de un solo claro, puede notarse también que en la zona del Pacífico los puentes con un solo elemento son los habitualmente construidos: columna sola con cabezal y pila sólida.

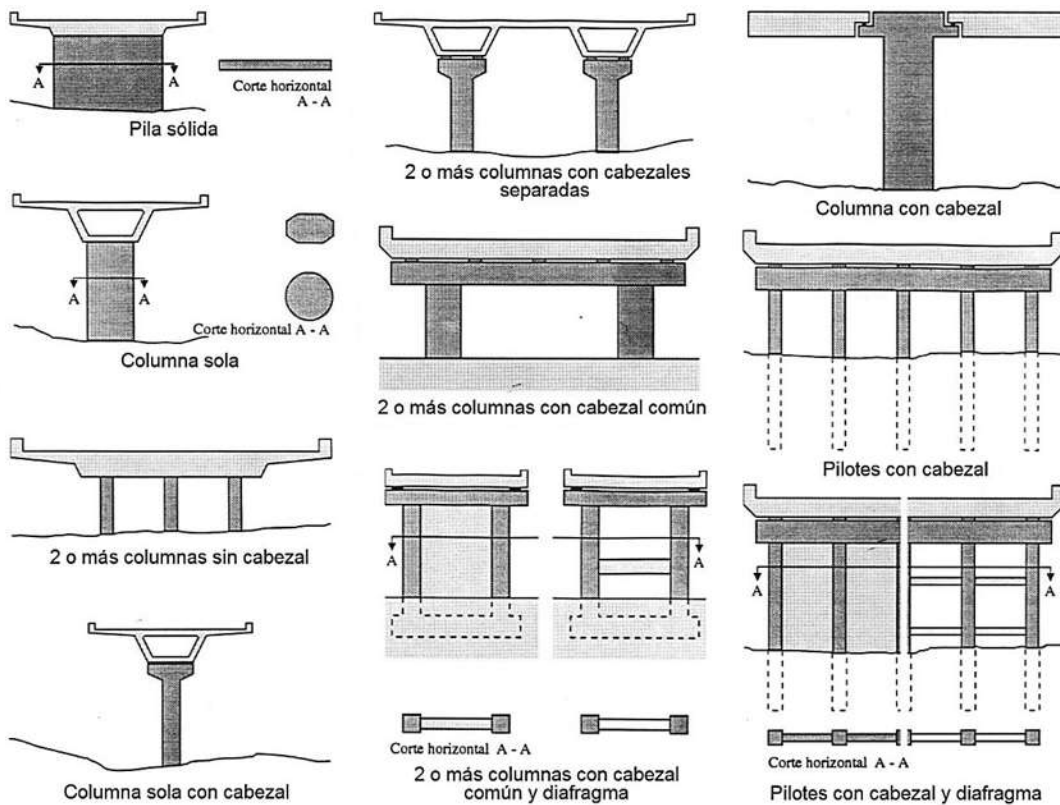


Figura 2.5. Tipos de pilas de puentes (SIPUMEX, 2011).

Tabla 2.5. Relación del tipo de pila con el número de puentes.

Tipo de pila	Número de puentes	
	Total	%
2 o más columnas sin cabezal	10	0.51
2 o más columnas, cabezal común	109	5.53
2 o más columnas, cabezal separado	3	0.15
Columna Sola	59	2.99
Columna sola con cabezal	199	10.1
Columnas, cabezal y diafragma	24	1.22
Pila sólida	633	32.13
Pilotes con cabezal	8	0.41
Pilotes, cabezal y diafragma	5	0.25
Otro	1	0.05
Desconocido	9	0.46
No aplicable	910	46.19
Suma:	1970	100



De manera análoga al tipo de pilas, en la Tabla 2.6 se presenta los datos del material utilizado para la construcción de las pilas. Se muestra que los mismos 910 puentes no cuentan con pilas y que se tienen números similares en cuanto a puentes construidos con pilas de concreto reforzado y con pilas de mampostería.

Tabla 2.6. Material de las pilas y su relación con el número de puentes.

Material de la pila	Número de puentes	
	Total	%
Acero y concreto	1	0.05
Concreto ciclópeo	27	1.37
Concreto reforzado	584	29.64
Mampostería	434	22.03
Desconocido	9	0.46
No aplica	910	46.19
Otro	5	0.25
Suma:	1970	100

En lo que respecta a la cimentación de las pilas 910 puentes al no contar con pilas tampoco cuentan con cimentación, pese a ello el 35.08% con un total de 691 puentes tiene pilas cimentadas directamente (zapatas).

La superficie de desgaste consiste en la capa superior o de rodamiento de la superestructura donde entran en contacto los neumáticos de los vehículos. Es usual que se coloqué asfalto o concreto, cuyos porcentajes de los puentes con estos materiales son del 84.26 y 14.97, respectivamente.

Los apoyos constituyen el sistema mecánico de transmisión de las cargas verticales desde la superestructura hasta la subestructura. Por lo general, los apoyos están divididos en dos grandes grupos: fijos y móviles. Sobresalen los 852 puentes con apoyos en juntas de construcción, es decir, entre trabe y trabe se tiene un cabezal o pila simple; el segundo tipo importante son las placas de neopreno con 803 puentes. El estado de Michoacán es el que cuenta con mayor número de puentes con apoyos.

### 2.1.1.3 PUENTES TIPO

De acuerdo con todos los datos anteriores es posible establecer una relación general y proponer la geometría característica o más común de los puentes, a los cuales se les conoce como estructuras o puentes tipo. Las estructuras tipo representan la mayor parte de los puentes que se han construido en México y para los 6 estados de la zona del Pacífico en estudio.


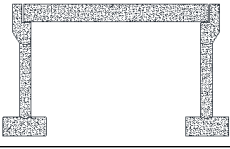







Los puentes de interés para el presente proyecto son los que están conformados por pilas de concreto con columnas que cuenten con secciones transversales sólidas (circulares, cuadradas o rectangulares) y constantes en toda su altura.



La



Tabla 2.7. Puentes tipo con columnas de concreto reforzado.

Figura	Configuración			
	Subestructura	Superestructura	No. de claros	Longitud (m)
	Concreto reforzado	Concreto presforzado	1	13.5 – 35.8
	Concreto reforzado	Concreto reforzado	1	10.5 - 47.3
	Concreto reforzado	Concreto presforzado	3	40 - 147.3
	Concreto reforzado	Concreto reforzado	3	30.9 - 93
	Pila de concreto reforzado y estribos de mampostería.	Concreto presforzado	2	31.8 - 76.4
	Concreto reforzado	Concreto presforzado	2	35.9 - 71.7
	Concreto reforzado	Concreto presforzado	3	40.3 - 83.8
	Pila de concreto reforzado y estribos de mampostería.	Concreto reforzado	3	46.2 - 107.3
	Concreto reforzado	Concreto reforzado	3	41.2 - 100.7


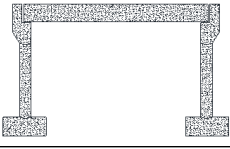









presenta las principales características de los 9 puentes con subestructura de concreto y columnas de geometría constante de acuerdo con la propuesta y que resultan más comunes en los 6 estados de la costa del Pacífico en estudio.

La relación completa incluye a 26 puentes tipo; sus propiedades y el número de puentes de cada uno de ellos, así como la información más detallada, pueden encontrarse en el apéndice A.1.



Tabla 2.7. Puentes tipo con columnas de concreto reforzado.

Figura	Configuración			
	Subestructura	Superestructura	No. de claros	Longitud (m)
	Concreto reforzado	Concreto presforzado	1	13.5 – 35.8
	Concreto reforzado	Concreto reforzado	1	10.5 - 47.3
	Concreto reforzado	Concreto presforzado	3	40 - 147.3
	Concreto reforzado	Concreto reforzado	3	30.9 - 93
	Pila de concreto reforzado y estribos de mampostería.	Concreto presforzado	2	31.8 - 76.4
	Concreto reforzado	Concreto presforzado	2	35.9 - 71.7
	Concreto reforzado	Concreto presforzado	3	40.3 - 83.8
	Pila de concreto reforzado y estribos de mampostería.	Concreto reforzado	3	46.2 - 107.3
	Concreto reforzado	Concreto reforzado	3	41.2 - 100.7

### 2.1.1.4 CARGAS DE DISEÑO

Como se mencionó anteriormente, para conocer las deficiencias de los puentes construidos antes de 1970 es necesario saber las consideraciones de la época de su proyección o construcción. El conocer el tipo de carga utilizada, en conjunto con su geometría y reglamentación, permite determinar la capacidad máxima de las pilas o subestructura.

Antes de 1960 los puentes se proyectaban con una carga viva H-15 ó H-20 [Figura 2.6 (Mendoza, 2013)]. La carga H-15 tiene un peso de 13.6 t, siendo la carga máxima para un eje de 10.9 t (80% del total); y la carga H-20 tiene un peso de 18.14 t, con una carga máxima para un eje de 14.52 t (80% del total).

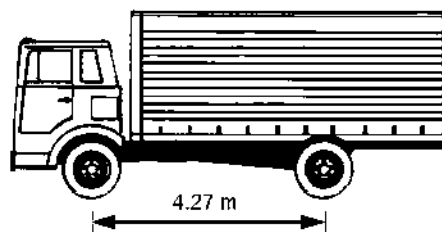


Figura 2.6. Camión H-15/H-20.

A partir de la década de los 60 y hasta inicios de los 70 el vehículo que se utilizó para diseñar fue el denominado HS-15, el cual tiene un peso total de 24.5 t y una carga máxima por eje de 10.9 t. A partir de 1970 la carga viva de diseño aumentó y se incorporó al análisis un camión tipo HS-20 que incorporaba 8.2 t adicionales, es decir, un peso total de 32.7 t y con una descarga máxima por eje de 14.5 t. El vehículo HS-15 Y HS-20 se esquematizan en la Figura 2.7 (Mendoza, 2013).

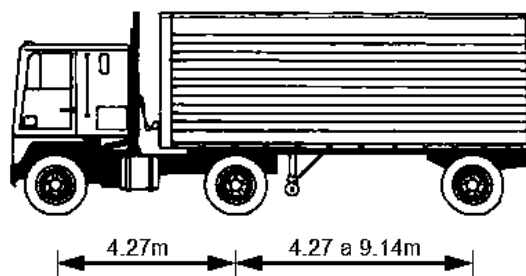


Figura 2.7. Camión HS-15/HS-20.

A partir del año de 1980 fueron incorporados nuevos camiones para el análisis y diseño por parte de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Adicionalmente a los camiones de diseño, se introdujeron las cargas E-72 y la E-80 para puentes de ferrocarril.



El camión T3-S2 (Figura 2.8) tiene un peso total de 41.5 t y el camión T3-S3 (Figura 2.9) cuenta con 46 t. Además están los camiones con remolque como el T2-S2-R4 (Figura 2.10) el cual tiene un peso total de 72.5 t ó el camión T3-S2-R4 (Figura 2.11) que tiene un peso total de 77.5 t.

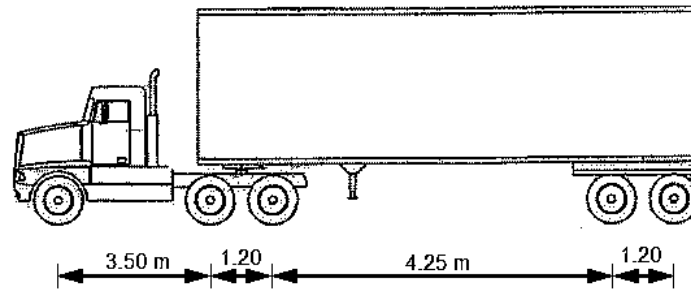


Figura 2.8. Camión T3-S2.

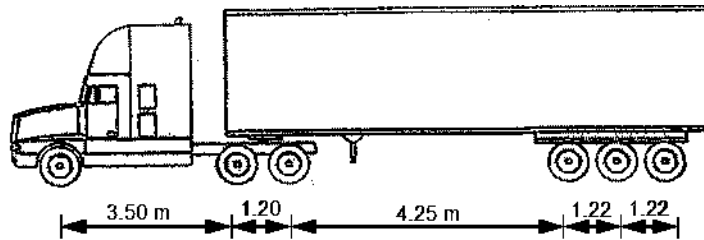


Figura 2.9. Camión T3-S3.

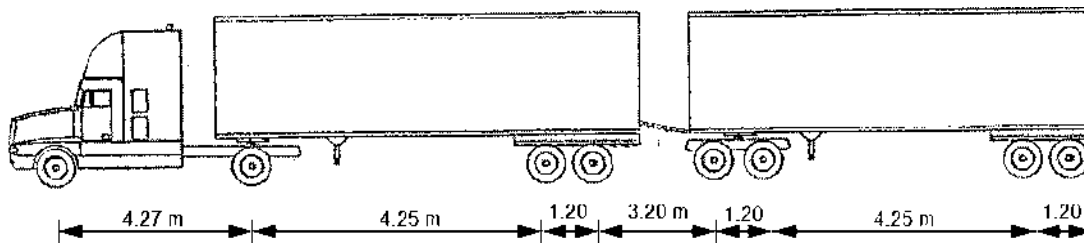


Figura 2.10. Camión T2-S3-R4.

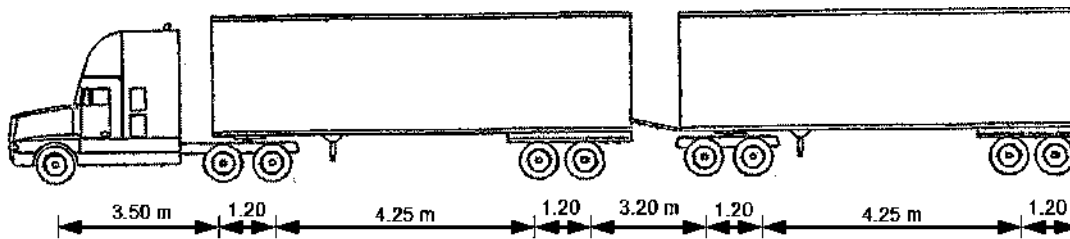


Figura 2.11. Camión T3-S2-R4.



En la

Tabla 2.8. Relación entre el número de puentes y el tipo de carga de diseño.

Carga viva de diseño	Número de puentes							Total	%
	Chiapas	Oaxaca	Guerrero	Michoacán	Colima	Jalisco			
E-72	-	-	-	1	-	-	1	0.05	
E-80	-	-	-	6	-	-	6	0.3	
H-15	3	7	182	-	-	27	219	11.12	
HS-15	3	157	55	89	26	136	466	23.65	
HS-20	74	143	18	256	20	85	596	30.25	
T2-S2-R4	-	-	-	-	1	-	1	0.05	
T3-S2	-	-	8	-	1	-	9	0.46	
T3-S2-R4	173	56	80	27	31	2	369	18.73	
T3-S3	62	69	45	69	4	-	249	12.64	
Desconocido	46	1	-	-	-	7	54	2.74	
Suma	361	433	388	448	83	257	1970	100	

se desglosa el número de puentes y el tipo de carga viva con el que fue diseñado y el estado de la república mexicana donde se localiza. Es de remarcar que de los 1970 puentes, independientemente de sus características, 1,281 de ellos fueron diseñados con cargas vivas muy bajas (H-15, HS-15 Y HS-20).

Tabla 2.8. Relación entre el número de puentes y el tipo de carga de diseño.

Carga viva de diseño	Número de puentes							Total	%
	Chiapas	Oaxaca	Guerrero	Michoacán	Colima	Jalisco			
E-72	-	-	-	1	-	-	1	0.05	
E-80	-	-	-	6	-	-	6	0.3	
H-15	3	7	182	-	-	27	219	11.12	
HS-15	3	157	55	89	26	136	466	23.65	
HS-20	74	143	18	256	20	85	596	30.25	
T2-S2-R4	-	-	-	-	1	-	1	0.05	
T3-S2	-	-	8	-	1	-	9	0.46	
T3-S2-R4	173	56	80	27	31	2	369	18.73	
T3-S3	62	69	45	69	4	-	249	12.64	
Desconocido	46	1	-	-	-	7	54	2.74	
Suma	361	433	388	448	83	257	1970	100	

### 2.1.1.5 CALIFICACIÓN SIPUMEX PARA DAÑO

El sistema de Puentes en México, SIPUMEX, califica a los puentes de 0 a 5 de acuerdo con sus propios criterios y en función del daño (cualitativo) que presente. La escala y su descripción se presentan en la Tabla 2.9.



Tabla 2.9. Calificación de SIPUMEX para describir el daño en los puentes.

Calificación	Descripción
0	Sin daño o daño insignificante.
1	Daño pequeño pero no es necesario reparación (excepto mantenimiento menor)
2	Algún daño, reparación necesaria cuando se presente la ocasión. El componente funciona de acuerdo a como fue diseñado.
3	Daño significativo, reparación necesaria muy pronto.
4	Daño grave, reparación necesaria inmediatamente.
5	Daño extremo, falla total del componente.
?	Desconocido.

A continuación se presenta la clasificación proporcionada por SIPUMEX en el reporte 2011. Puede observarse que poco menos de la mitad de los puentes tiene algún tipo de daño que es necesario reparar pero que por el momento no afecta su funcionamiento. No obstante existen 371 puentes en los que la reparación es necesaria y debería programarse lo más pronto posible.

Tabla 2.10. Calificación proporcionada por SIPUMEX 2011 a los puentes en los 6 estados de la costa del Pacífico.

Calificación	Número de puentes							Total	%
	Chiapas	Oaxaca	Guerrero	Michoacán	Colima	Jalisco			
0	1	-	7	-	16	-	24	1.22	
1	79	60	157	102	18	156	572	29.04	
2	220	234	145	213	24	75	911	46.24	
3	42	118	60	114	15	22	371	18.83	
4	19	20	19	19	10	4	91	4.62	
5	-	1	-	-	-	-	1	0.05	
Suma	361	433	388	448	83	257	1970	100	

## 2.1.2 RESUMEN DE LOS DAÑOS SÍSMICOS EN PUENTES MEXICANOS

Anteriormente se había mencionado que los daños en los puentes norteamericanos durante los sismos en la década de los 70 se debieron principalmente a problemas de diseño y construcción, y que a pesar de que los puentes en México anteriores a 1970 correspondían a la misma filosofía de diseño empleada en aquellos países, la configuración era sustancialmente diferente, lo que había hecho que se comportaran de forma distinta durante la ocurrencia de temblores.



Por lo general, las fallas en los puentes mexicanos están mayormente asociadas con los problemas de socavación, viento y capacidad de carga antes que los movimientos sísmicos. Recientemente el huracán Manuel en 2013 llevó al extremo la capacidad de algunos puentes ocasionando la destrucción total de algunos de ellos en costas mexicanas.

Los puentes en México se han comportado razonablemente bien durante la ocurrencia de sismos; no se han reportado daños severos y los casos de colapsos no se tienen registrados. En la mayoría sólo se han observado fallas en los topes laterales de las pilas (construidos para impedir el deslizamiento lateral de la superestructura); además, se ha podido contemplar el agrietamiento en muros de contención, daños en juntas de dilatación, falla en las uniones de la columna y su cabezal.

Según una investigación elaborada por Rivera (2007) solo existe una pequeña cantidad de sismos en los que los puentes han presentado daños moderados, como los de Michoacán (1985) y Manzanillo (1995). Durante la ocurrencia de sismos relativamente recientes, Tehuacán y Oaxaca en 1999 y Tecomán en 2003; el sector comunicaciones y transportes, ha registrado menos costos por daños sísmicos en comparación con otros sectores, en los que los montos sí son elevados: vivienda, salud o escuelas. No obstante que se tiene un nivel físico de daño moderado, la interrupción del tráfico casi siempre ha sido necesaria presentando un fuerte impacto socio-económico.

La escasez de daños en puentes producidos por sismos en comparación con los daños en edificios ha hecho que en el pasado no se tuviera el interés por reglamentar el diseño sísmico de puentes. De hecho, se tiene como documento único en México, al Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (2008), donde se trata el tema de puentes carreteros en forma más explícita.

En nuestro país de forma reciente sólo se tienen reportados por la SCT una cantidad pequeña de puentes con daños atribuidos a algún sismo, Pese a ello, la ocurrencia de un sismo fuerte es inminente, sobre todo en la zona conocida como la brecha sísmica de Guerrero en las costas del Pacífico.

### 2.1.3 SISMOS RECIENTES QUE OCASIONARON DAÑO EN PUENTES

Los principales daños en puentes carreteros se presentaron durante la ocurrencia de un par de sismos en la zona de subducción de las costas del Pacífico al sur de la república mexicana. Pueden existir otro número de movimientos sísmicos que hayan afectado a los puentes costeros en México, sin embargo, son dos principalmente de los que se tiene un mayor número de documentación y reportes: El sismo de Manzanillo en 1995 y el sismo de Tecomán en 2003; los estados con mayor cantidad de daños producidos por estos dos temblores son Colima, Michoacán, Jalisco y Guerrero.

#### 2.1.3.1 SISMO DE MANZANILLO EN 1995 (Tena, 1997)

El sismo de Manzanillo ocurrió el 9 de octubre del año de 1995 aproximadamente a las 9:35 am. La estimación indicó que se produjo entre los límites costeros de los estados de Colima y Jalisco, más o menos a 24 km de la ciudad de Manzanillo (epicentro: 18.79°N, 104.47°W) con una profundidad cercana

a los 20 km y una magnitud calculada de  $M_w = 8.0$ . En la ciudad de Manzanillo se registraron aceleraciones del orden de 0.4 g (Figura 2.12).

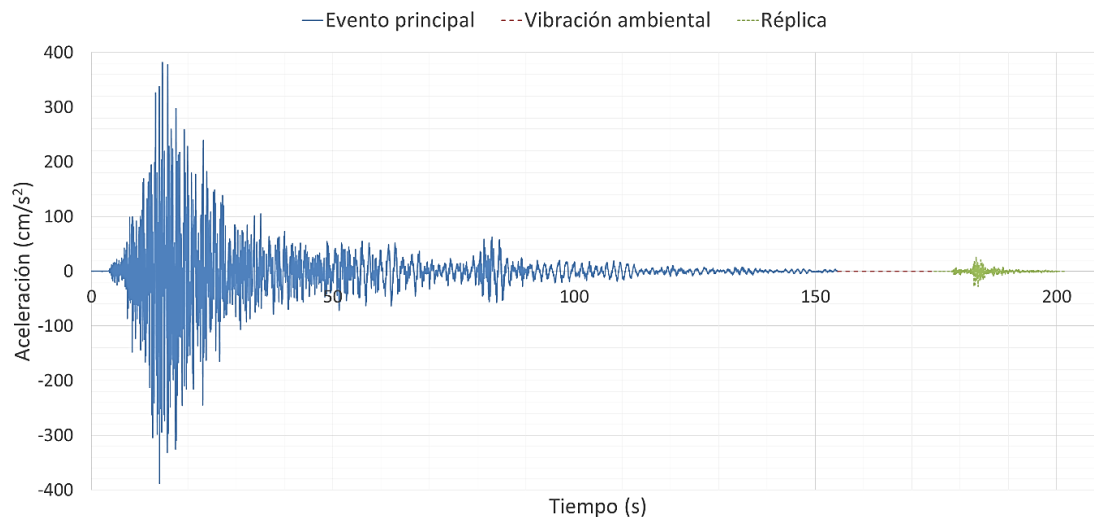


Figura 2.12. Registro de aceleraciones sísmicas de Manzanillo (1995), estación MZ01951009 N-00-E [2.12].

Los daños se presentaron principalmente a lo largo de las costas de los estados mencionados, además de originar un tsunami entre Manzanillo y Chamela que alcanzó alturas de ola aproximadamente de 5 m. El tsunami dejó a su paso una zona de 200 km de longitud con inundaciones entre 2 y 5 m.

Algunas presas instrumentadas por la CFE sólo presentaron aceleraciones pequeñas debido a la lejanía del epicentro, no obstante algunas otras tuvieron amplificaciones importantes en sus componentes verticales. Las instalaciones portuarias del antiguo muelle y el puerto de San Pedrito en Manzanillo presentaron algunos daños en sus pilotes y en losas.

El daño en estructuras de mampostería y adobe fue el que predominó, observándose que, como en otros temblores intensos, la mampostería simple o el adobe no resistieron adecuadamente los movimientos sísmicos.

Los edificios de concreto reforzado y acero estructural se comportaron razonablemente bien a pesar de la magnitud del movimiento y las fuertes aceleraciones registradas. Hubo casos excepcionales, como el colapso de un hotel de 9 niveles en Manzanillo que ocasionó la muerte de 30 personas o el de un edificio de oficinas de dos niveles donde también hubo un par de decesos. El sector salud también fue dañado de forma importante: el Hospital general de zona No. 10 del IMSS y el Hospital de la Secretaría de Salud. La zona hotelera de Puerto Vallarta tuvo que ser desocupada en su mayoría debido a los trabajos de reparación, los daños principales se presentaron en muros no estructurales que no estaban desligados adecuadamente.

El daño a líneas vitales se presentó principalmente en algunos puentes carreteros cercanos a la zona epicentral, aunque también hubo daños menores en algunas gasolineras y en el aeropuerto de Manzanillo.

Se pudo observar y cuantificar el daño en algunos de los puentes construidos en la carretera costera del Pacífico, entre las ciudades de Lázaro Cárdenas en Michoacán y Puerto Vallarta en Jalisco. El proyecto ejecutivo de los puentes que resultaron afectados por el sismo data de principios de los 70, época en que



la ingeniería sísmica en México se encontraba en pleno desarrollo. A pesar de los daños observados, ninguna estructura falló ni tampoco fue necesaria la interrupción del tránsito.

En la carretera Melaque - Puerto Vallarta se localizan 58 puentes en aproximadamente 270 km de longitud, destacando el número de puentes con un solo claro entre 10 y 35 m. En todas las estructuras de más de 4 claros se tenían en los apoyos intermedios pilas de concreto reforzado. Además de esta carretera también se inspeccionaron otras donde el daño se presentó sólo en 7 puentes. Los daños consistieron básicamente de grietas en elementos estructurales y en accesos, así como asentamientos diferenciales; algunas juntas de calzada fueron dañadas.

En la

Tabla 2.11. Resumen de los daños observados en puentes bajo el sismo de Manzanillo en 1995.

Puente	Carretera	Kilometraje	Longitud del puente (m)	No. de claros	Daño observado
Canoas	Melaque - Puerto Vallarta	19+000	72	2	Falla en la pila central y en un estribo
Purificación	Melaque - Puerto Vallarta	28+700	294.15	9	Falla de topes laterales en un estribo; grietas en un
Careyes	Melaque - Puerto Vallarta	52+070	20.4	1	Asentamiento en un acceso
Careyitos	Melaque - Puerto Vallarta	52+890	32.2	2	Grietas en el alero de un estribo y en la unión del alero y el cuerpo de otro estribo
Chamela principal	Melaque - Puerto Vallarta	63+350	45.7	2	Pérdida de recubrimiento en la unión de traves y diafragmas extremos del claro central
Toro 2	Melaque - Puerto Vallarta	103+500	93.3	5	Agrietamientos en la corona; aumento de la separación entre losas y acceso
Río Ameca	Melaque - Puerto Vallarta	n/inf	n/inf	4	Grietas en un diafragma de la superestructura; juntas cerradas en su parte inferior
Ing. Manuel López de la	Melaque - Puerto Vallarta	n/inf	n/inf	17	Falla de topes laterales
San Patricio	Guadalajara - Barra de Navidad	260+400	10.5	1	Agrietamiento en un alero de estribo; accesos con grietas y asentamientos
Jaluco 2	Guadalajara - Barra de Navidad	260+800	31.5	3	Grietas en algunos pilotes y coronas; accesos con asentamientos. Desalineamientos de tramos
Jaluco 1	Guadalajara - Barra de Navidad	260+900	42	4	Grietas en pilotes y coronas; accesos con grietas y asentamientos diferenciales
Cihuatlán	Manzanillo - Melaque	043+920	420	14	Desplazamiento lateral de los tramos 11 y 12, aguas arriba; asentamiento diferencial en el lado aguas arriba de la pila 12; destrucción de las juntas de calzada sobre las pilas 10, 11 y 12 y falla de los topes laterales en las
El Rincón	Manzanillo - Melaque	040+900	420.3	n/inf	Agrietamientos ede un alero y asentamientos en
El	Manzanillo - Melaque	043+720	n/inf	14	Grietas en topes laterales
Coahuayana	Lim. Estados Mich./Col. En Manzanillo	239+000	390	13	Asentamientos en accesos; agrietamientos entre pila y cabezal del estribo del lado de Cihuatlán; desprendimiento de juntas de calzada y fallas en los

se presenta el resumen de los daños registrados; se puede observar que los puentes más afectados corresponden al puente Cihuatlán y al puente Coahuayana.



Tabla 2.11. Resumen de los daños observados en puentes bajo el sismo de Manzanillo en 1995.

Puente	Carretera	Kilometraje	Longitud del puente (m)	No. de claros	Daño observado
Canoas	Melaque - Puerto Vallarta	19+000	72	2	Falla en la pila central y en un estribo
Purificación	Melaque - Puerto Vallarta	28+700	294.15	9	Falla de topes laterales en un estribo; grietas en un
Careyes	Melaque - Puerto Vallarta	52+070	20.4	1	Asentamiento en un acceso
Careyitos	Melaque - Puerto Vallarta	52+890	32.2	2	Grietas en el alero de un estribo y en la unión del alero y el cuerpo de otro estribo
Chamela principal	Melaque - Puerto Vallarta	63+350	45.7	2	Pérdida de recubrimiento en la unión de traveses y diafragmas extremos del claro central
Toro 2	Melaque - Puerto Vallarta	103+500	93.3	5	Agrietamientos en la corona; aumento de la separación entre losas y acceso
Río Ameca	Melaque - Puerto Vallarta	n/inf	n/inf	4	Grietas en un diafragma de la superestructura; juntas cerradas en su parte inferior
Ing. Manuel López de la	Melaque - Puerto Vallarta	n/inf	n/inf	17	Falla de topes laterales
San Patricio	Guadalajara - Barra de Navidad	260+400	10.5	1	Agrietamiento en un alero de estribo; accesos con grietas y asentamientos
Jaluco 2	Guadalajara - Barra de Navidad	260+800	31.5	3	Grietas en algunos pilotes y coronas; accesos con asentamientos. Desalineamientos de tramos
Jaluco 1	Guadalajara - Barra de Navidad	260+900	42	4	Grietas en pilotes y coronas; accesos con grietas y asentamientos diferenciales
Cihuatlán	Manzanillo - Melaque	043+920	420	14	Desplazamiento lateral de los tramos 11 y 12, aguas arriba; asentamiento diferencial en el lado aguas arriba de la pila 12; destrucción de las juntas de calzada sobre las pilas 10, 11 y 12 y falla de los topes laterales en las
El Rincón	Manzanillo - Melaque	040+900	420.3	n/inf	Agrietamientos de un alero y asentamientos en
El	Manzanillo - Melaque	043+720	n/inf	14	Grietas en topes laterales
Coahuayana	Lim. Estados Mich./Col. En Manzanillo	239+000	390	13	Asentamientos en accesos; agrietamientos entre pila y cabezal del estribo del lado de Cihuatlán; desprendimiento de juntas de calzada y fallas en los

### 2.1.3.2 SISMO DE TECOMÁN EN 2003 (EERI y SMIS, 2006)

El sismo de Tecomán se presentó en las costas de Colima el día 21 de enero de 2003 aproximadamente a 60 km de Colima y de Manzanillo, tuvo una magnitud de  $M_w = 7$  con una intensidad máxima de VIII (escala MMI). El sismo se generó en la zona de subducción del Pacífico, en la brecha producida por las rupturas de los sismos de 1973 de Michoacán-Colima ( $M 7.6$ ) y Manzanillo ( $M 8$ ). La aceleración máxima corregida registrada por la Red Interuniversitaria de Ingeniería Sísmica (RIIS) fue de 30.85 gal (0.031 g) (GIIS, 2004).

La Figura 2.13 presenta el registro de aceleraciones de la estación epicentral más cercana (531 km). Se puede observar que las aceleraciones son considerablemente menores a las del sismo de Manzanillo de 1995 (0.018 g) (Figura 2.13).

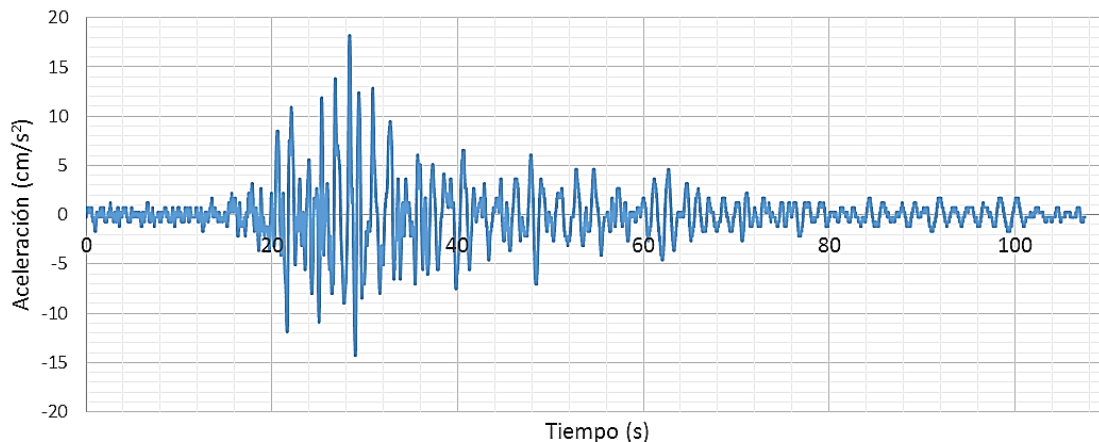


Figura 2.13. Registro de aceleraciones sísmicas de Tecomán (2003), estación 22103CA N-00-E (GIIS, 2004).

Las afectaciones se presentaron principalmente en el estado de Colima, no obstante, Jalisco y Michoacán también tuvieron daños moderados. Se considera que los daños fueron menores a lo observado en otras partes del mundo bajo acciones sísmicas similares, posiblemente por la lejanía de los centros de población. El movimiento tuvo una intensidad moderada en comparación con algunos otros movimientos registrados en México.

Los daños producidos se presentaron principalmente en estructuras construidas con técnicas de la zona, como es el adobe y mampostería sin reforzar, en donde los efectos locales del suelo jugaron un papel importante.

Existen coincidencias con la experiencia de los sismos de Loma Prieta y Northridge durante los cuales, además de evidenciar la vulnerabilidad en estructuras similares, se acentuó el problema de la respuesta en vialidades elevadas (urbanas y carreteras). A partir de ello se implantaron programas de reparación y refuerzo y se puso en vigencia una reglamentación más apropiada. En México, lamentablemente, los programas estratégicos sólo se presentan después de la ocurrencia de grandes catástrofes como el sismo de 1985 y no atendiendo la prevención en eventos de impacto local o moderados como es el caso de los sismos de Manzanillo en 1995 o el de Tehuacán en 1999.

#### 2.1.4 BREVE DESCRIPCIÓN DE ALGUNOS PUENTES DAÑADOS

Las siguientes descripciones están basadas en los reportes SIPUMEX (SCT, 2011) y en el informe sobre el sismo de Tecomán de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (EERI, 2006).

##### a) Puente Coahuayana

El puente Coahuayana es un puente tipo que se encuentra localizado en la carretera Playa Azul-Manzanillo en el estado de Colima, utilizado para salvar el río de su mismo nombre. El puente pertenece a la Red básica de la SCT y fue construido en el año de 1963 pero tuvo trabajos de reconstrucción en el año de 2002. El camión de diseño utilizado fue el T3-S3-R4 y el TDPA es de 5,053 vehículos (13% camiones).



Cuenta con 13 claros simplemente apoyados de igual longitud (30.9 m) que juntos suman la cantidad total de 401.2 m. Su ancho total es de 9.50 m y es totalmente recto en super y subestructura. La sección transversal es constante y está compuesta por un sistema de losa con dos vigas (losa nervada). En este caso las vigas fueron reforzadas utilizando torones externos.

La subestructura está conformada por estribos de concreto reforzado enterrados con pilotes con cabezal y 12 pilas de concreto reforzado tipo muro y cimentado también a base de pilotes con cabezal. La conexión cuenta con apoyos de neopreno/acero de 5.7 cm en la unión pila-superestructura.

Durante el temblor de 1995 el puente sufrió algunos daños: topes laterales dañados, asentamientos de los accesos, agrietamientos entre la pila y el cabezal de los estribos, y el desprendimiento de las juntas en la calzada. Cuando ocurrió el sismo de 2003 se estaban llevando a cabo el reforzamiento en la subestructura, que incluía la colocación de pilotes adicionales en la cimentación de las pilas y la ampliación y encamisado de las zapatas debido a problemas de hundimientos y socavación. Estos problemas han estado presentes desde su construcción pero se agravaron durante el sismo de 1985 y el de 1995.

Según el Informe del sismo de Tecomán (EERI y SMIS, 2006) los daños ocasionados en el 2003 se debieron a problemas constructivos, no de diseño, tal es el caso de las uniones deficientes entre la zapata y los pilotes. En cuatro de los claros intermedios se presentaron desplazamientos laterales de hasta 15 cm y los topes sísmicos fueron dañados pero cumplieron con su función de evitar el colapso de la superestructura

En general los trabajos de reparación incluyen el reencarpetamiento, arreglo de juntas de expansión y filtraciones en la losa, además de la reconstrucción y nivelaron de los apoyos que dañados durante el sismo de 2003; posteriormente, se llevó a cabo un programa de reparación de los topes sísmicos con base en diferentes propuestas. Las reparaciones más importantes consisten en una recimentación de algunas pilas en 1998 y 2002.

Las Figura 2.14 a Figura 2.19 presentan algunos daños y trabajos de reparación del puente Coahuayana posteriores al sismo de Tecomán en 2003.



Figura 2.14. Vista del desplazamiento transversal de la superficie del puente en dirección Playa Azul.



Figura 2.15. Vista general de la pila no. 12. Aparentemente esta pila sufrió un asentamiento.



Figura 2.16. Fractura de los topes antisísmicos de la pila número 6.



Figura 2.17. Reparación de uno de los estribos como consecuencia del asentamiento.



Figura 2.18. Se observa la pila no. 12 con la fractura de sus topes antisísmicos y los trabajos de recimentación a elaborarse.



Figura 2.19. Reconstrucción de la zapata de la pila número 9. Pueden observarse los pilotes de 80x80 cm y la conexión deficiente.



El detalle de la pila tipo y el proyecto de recimentación se presentan en la Figura 2.20.

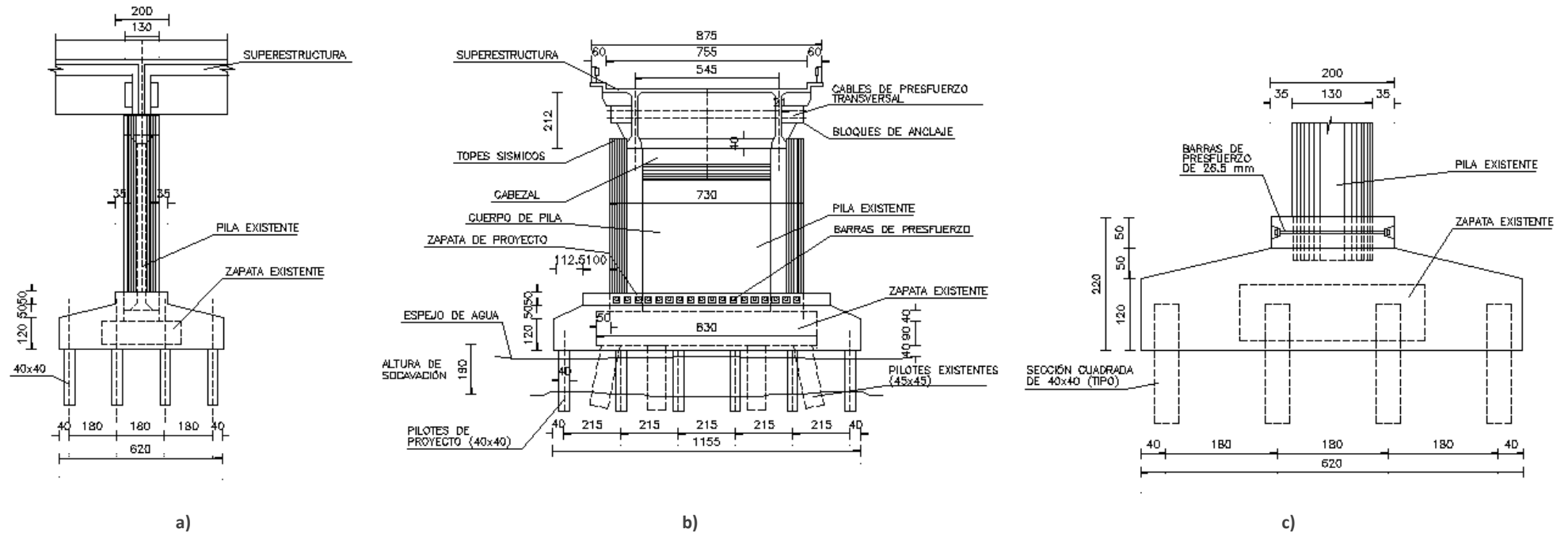


Figura 2.20. Detalle de pila central del puente Coahuayana: a) Elevación lateral; b) Elevación frontal y; c) Reconstrucción de cimentación. (Sin escala, cotas en cm).

## b) Puente Nexpa

El puente Nexpa corresponde a una estructura clasificada como tipo por SIPUMEX. Se localiza en la carretera Playa Azul-Manzanillo en el estado de Michoacán, su principal función es permitir la circulación en la carretera evitando el río Nexpa. El puente pertenece a la Red básica de la DGCC/SCT y fue construido en el año de 1975 pero en 1997 fue sometido a trabajos de reconstrucción. La carga viva utilizada en el diseño fue la de un camión HS-20 y su TDPA es de 578 vehículos de los cuales solo el 9% corresponde a camiones.

La configuración del puente está dada por 7 claros simplemente apoyados, rectos y sin esviajamiento, los cuales tienen una sección transversal de la superestructura compuesta por un sistema de losa y 4 vigas de concreto presforzado. El claro más pequeño cuenta con una longitud de 14.8 m mientras que el claro más grande tiene 35.5 m, la suma de todos los claros es de 224 m. El ancho total de la sección transversal es de 10 m con banquetas de 50 cm a cada lado.

La subestructura cuenta con estribos de concreto reforzado enterrados y cimentados en pilas cilíndricas de concreto reforzado, las pilas que soportan a la superestructura solo consisten de una sola columna con un cabezal extremo, estas pilas también están cimentadas en cilindros de concreto reforzado enterrados en el terreno. La unión de los cabezales con las vigas cuenta con placas de neopreno. La Figura 2.21 y Figura 2.22 presentan fotografías de la configuración general del puente Nexpa.



Figura 2.21. Vista general de la subestructura.



Figura 2.22. Vista lateral de una pila central sobre el cauce del río.

El puente ha presentado daños en diferentes componentes: problemas de socavación en sus caballetes, fisuras y daños aislados en la losa por sobrecarga y deflexiones excesivas en las vigas. El proyecto de rehabilitación de la estructura en general y el incremento en las dimensiones de sus topes sísmicos, fue aprobado en marzo de 1997 por la Dirección General de Conservación de Caminos (DGCC).

En la Figura 2.23 se puede observar que la superestructura sufrió daño estructural por sobrecarga, así como la inyección de grietas con epoxi/resina.



Figura 2.23. Daño de la superestructura del puente Nexpa.





El detalle de la pila tipo con los tope sísmicos reconstruidos se presenta en la Figura 2.24 y Figura 2.25.

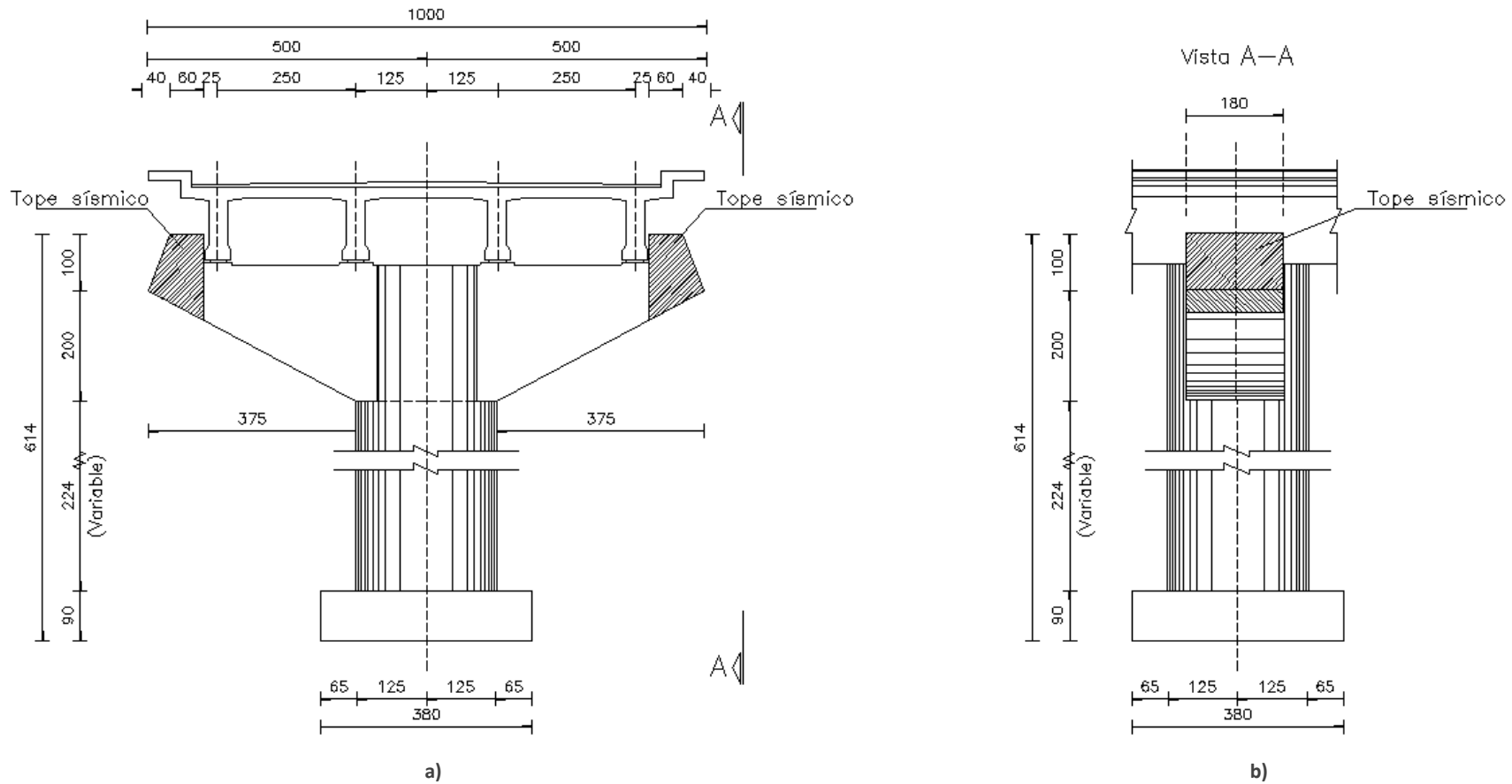
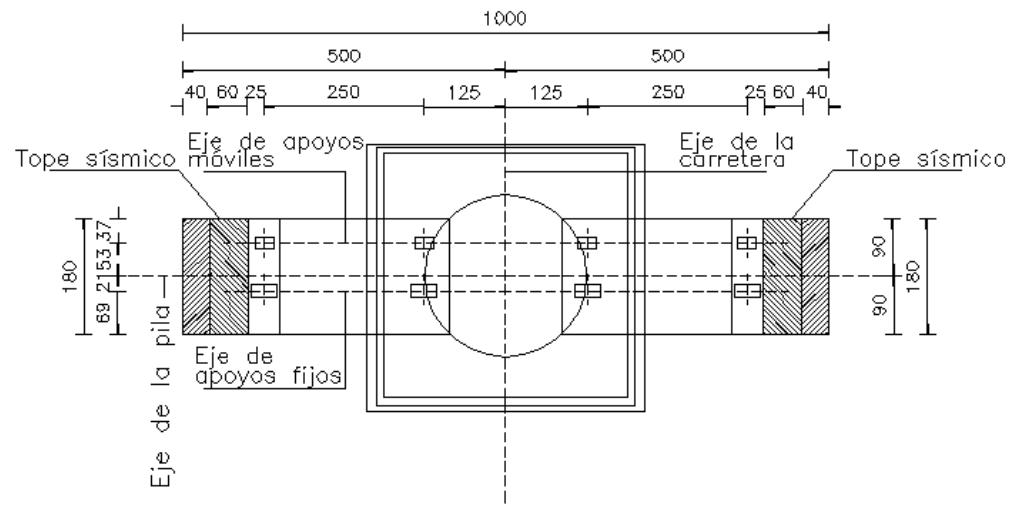
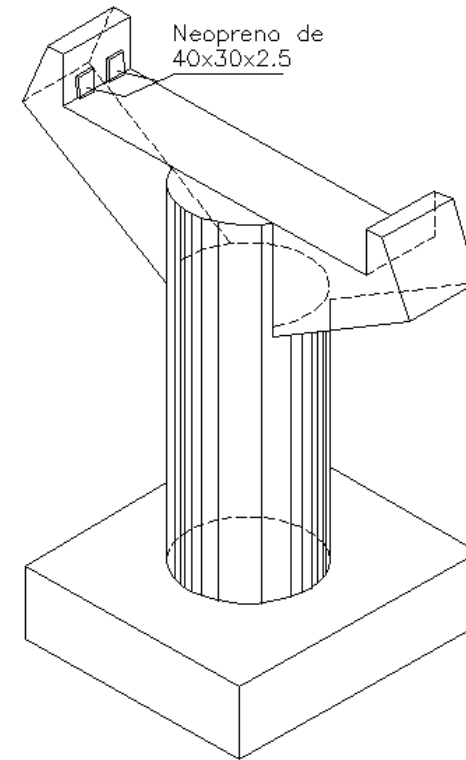


Figura 2.24. Detalle de pila tipo del puente Nexpa (1 de 2): a) Elevación frontal y; b) Elevación lateral. (Sin escala, cotas en cm).



a)



b)

Figura 2.25. Detalle de pila tipo del puente Nexpa (2 de 2): a) Vista en planta y; b) Isométrico. (Sin escala, cotas en cm).



## c) Puente Las Adjuntas

El puente Las Adjuntas está ubicado en el tramo Tecomán-Manzanillo del kilómetro 319+200 de la carretera federal de Playa Azul a Manzanillo. Es un puente de concreto reforzado con una superestructura compuesta por losa y vigas, las pilas están construidas a base de columnas cuadradas que cuentan con apoyos de neopreno de hasta 41 mm. Entre cada una de las pilas existe una especie de diafragma que las hacen parecer más a un muro con cabezal extremo. El esviaje que posee con respecto a las pilas es de alrededor de 11 grados y además cuenta con diafragmas intermedios de concreto reforzado. Originalmente constaba de 7 tramos de poco más de 14 m cada uno, con un ancho total de circulación de 9 m. Sin embargo, en agosto de 2003 se elaboró un proyecto técnico de reestructuración por parte de la DGCC. En un principio las traveses eran de concreto reforzado pero se sustituirían algunas de ellas por vigas AASTHO presforzadas, se aumentarían las dimensiones y armado de los toques sísmicos, agregando además 3 pilas cilíndricas de dimensiones mayores.

La Figura 2.26 y Figura 2.27 presentan algunas fotografías de los problemas del puente Las Adjuntas antes de ser reparado. En la Figura 2.26 puede observarse el problema de socavación de las pilas. En la Figura 2.27 se observa que la placa de neopreno del apoyo extremo está mal colocada.



Figura 2.26. Vista general desde la margen izquierda aguas arriba.





Figura 2.27. El detalle de unión de la pila con la superestructura.



En la Figura 2.28 y Figura 2.29 se presentan los detalles de las pilas adicionales del puente Las Adjuntas.

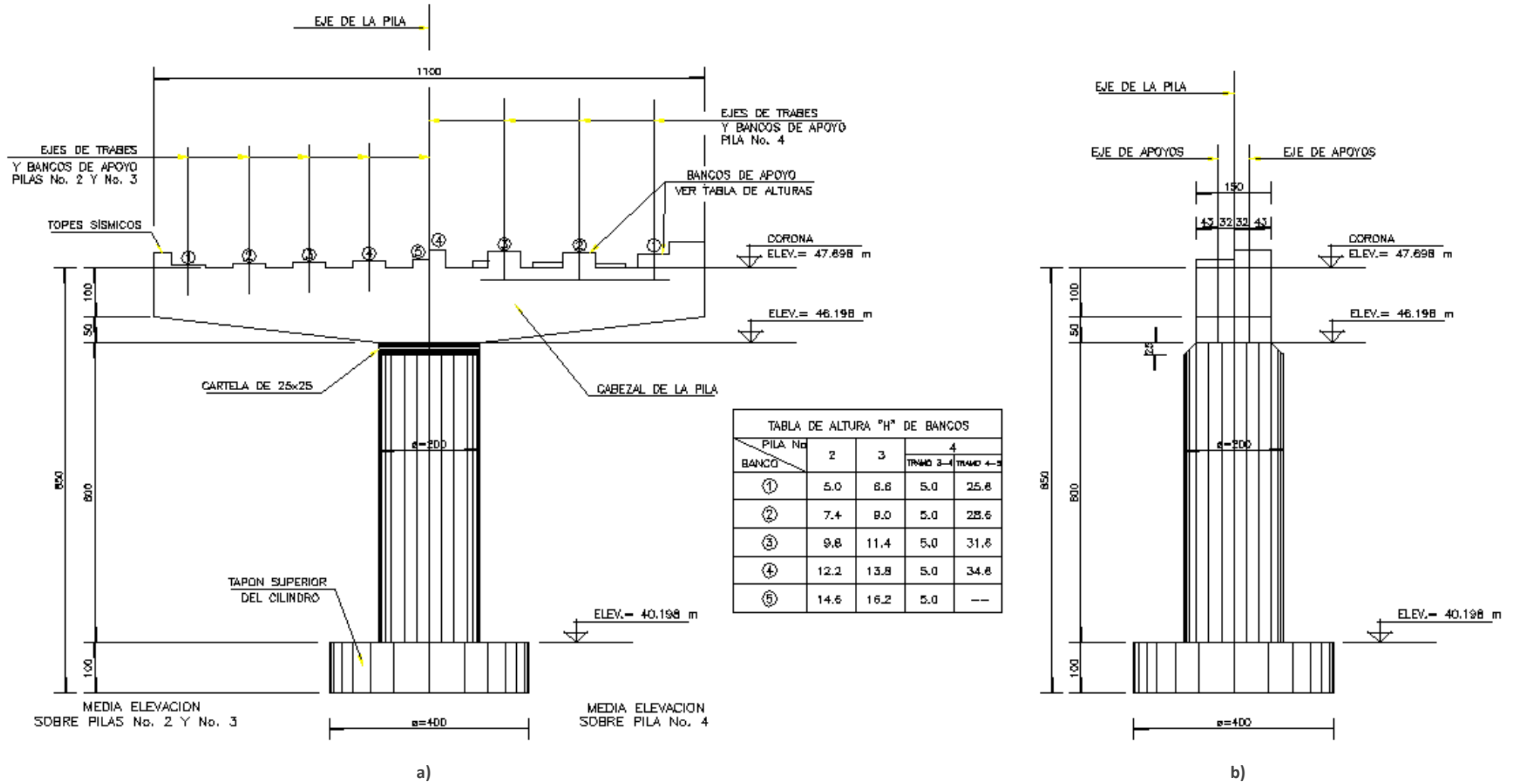




Figura 2.28. Detalle de las pilas adicionales del puente Las Adjuntas: a) Elevación frontal y; b) Elevación Lateral. (Sin escala, cotas en cm).

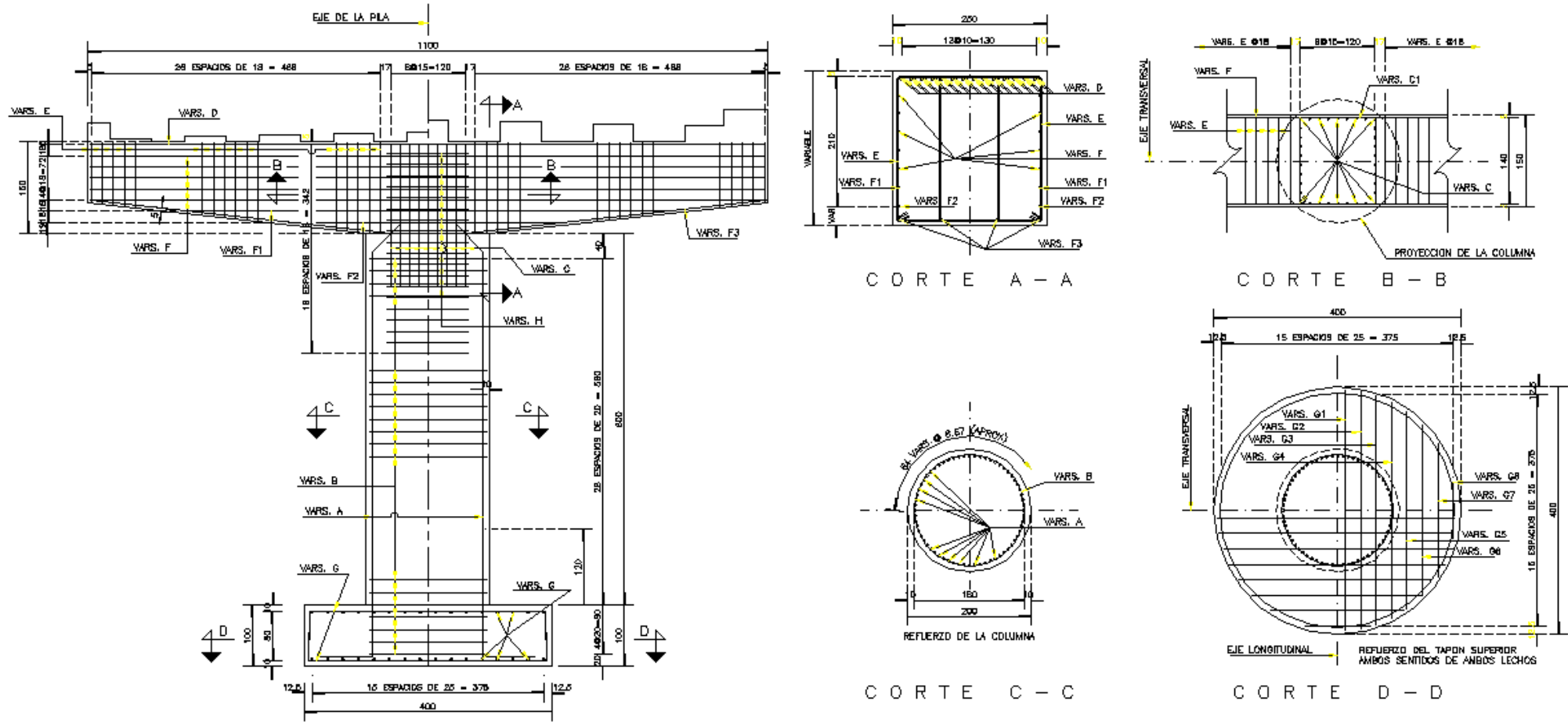


Figura 2.29. Esquema de refuerzo de las pilas No. 2, 3 y 4. (Sin escala, cotas en cm).



## d) Puente Barranca del Muerto

El puente Barranca del Muerto está localizado en el km 26+600 de la carretera Colima-Guadalajara muy cerca del límite entre ambos estados. Es una estructura compuesta por dos claros de 30 y 45 m de longitud con traveses de concreto presforzado de 2 m de peralte; el ancho total de la superestructura es de 9.10 m y su corona tiene 8.10 m. Cuenta con una pila tipo muro con una altura de 26.70 m; la sección transversal es ovalada: cuadrada con las esquinas en medio círculo, además está aligerada internamente por medio de nueve huecos circulares de 72 cm. Tiene un ancho de 8.65 m y posee un cabezal extremo de 9.25x1.61 m con placas de neopreno donde descansan las 4 vigas de la superestructura.

En las Figura 2.31 a Figura 2.32 se observa la configuración general del puente Barranca del Muerto. La Figura 2.30 muestra la deflexión de las traveses; en la Figura 2.32 se puede notar la flecha de toda la superestructura.

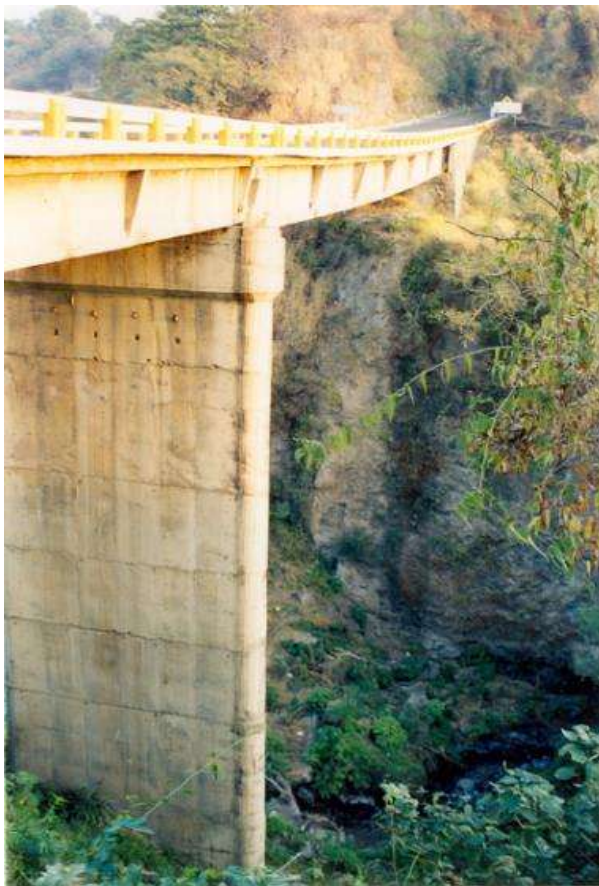


Figura 2.31. Vista general de la superestructura desde aguas abajo.



Figura 2.30. Vista inferior de uno de los claros con vista a la pila central.



Figura 2.32. Vista general desde una de las márgenes.



Las dimensiones principales de la pila central se presentan en la Figura 2.33.

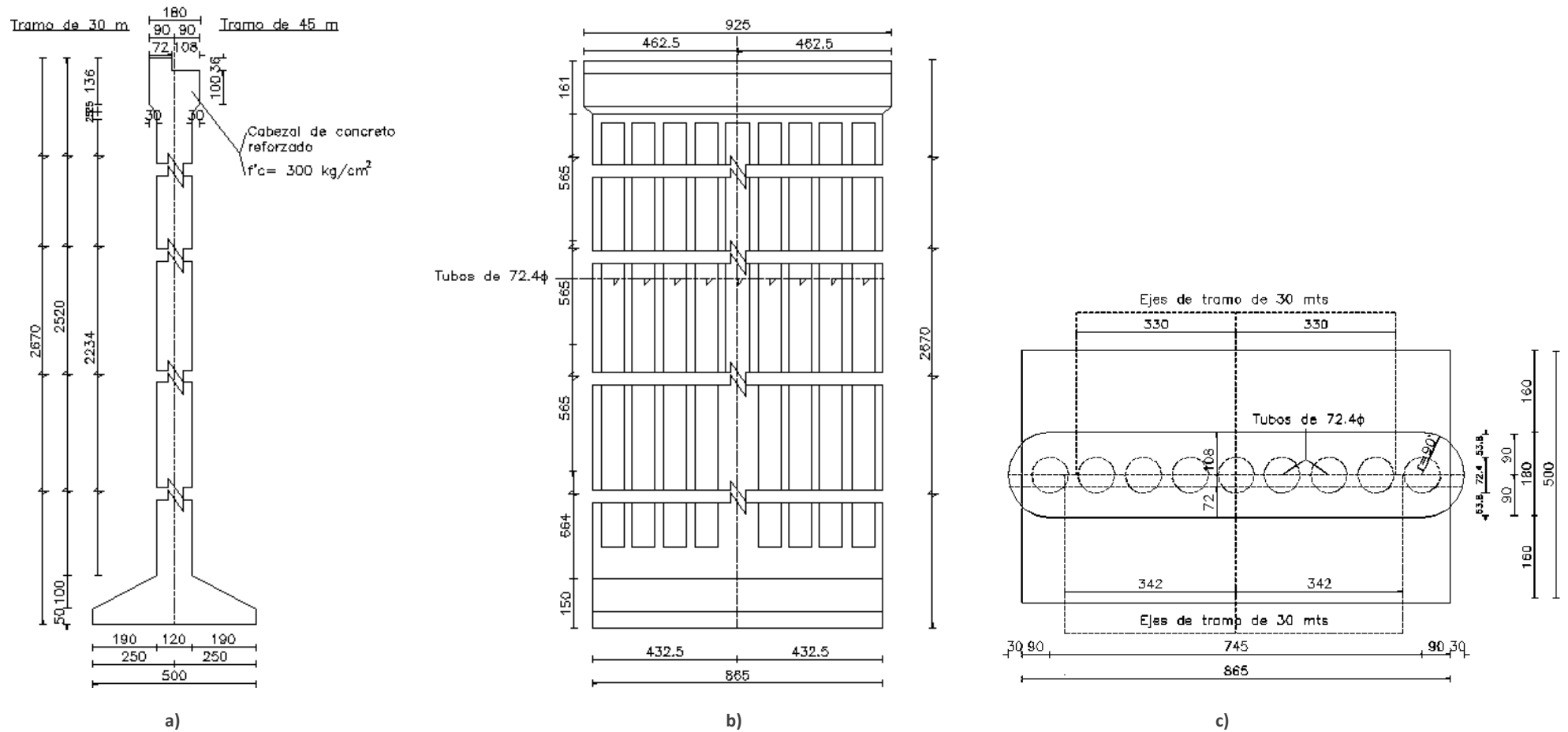


Figura 2.33. Dimensiones generales de la pila central del puente Barranca del Muerto: a) Elevación lateral; b) Elevación frontal y; c) Vista en planta. (Sin escala, cotas en cm).



## e) Puente Cihuatlán

El puente Cihuatlán tiene su ubicación en el kilómetro 43+400 de la carretera Manzanillo-Barra de Navidad cerca del límite entre Jalisco y Colima y del poblado con el mismo nombre. El puente presentó algunos daños en sus topes sísmicos durante la ocurrencia del sismo de 2003.

La configuración general del puente se puede observar en la Figura 2.34 y Figura 2.35. Los daños de los topes sísmicos se observan en la Figura 2.36 y Figura 2.37.



Figura 2.34. Puente Cihuatlán que pasa sobre el río del mismo nombre [2.34].



Figura 2.35. Vista general desde la margen izquierda de aguas arriba.



Figura 2.36. Fractura de los topes sísmicos



Figura 2.37. Fractura y desprendimiento del concreto en un tope sísmico.

## f) Otros puentes

Existen otro tipo de puentes que durante la revisión posterior al sismo de Tecomán presentaron algunos daños, sin embargo, no se sabe a ciencia cierta si los daños ya existían y el sismo solamente acrecentó el problema.

El puente La Grulla, ubicado en la carretera Colima-Manzanillo, consta de una estructura de concreto reforzado con superestructura compuesta de cuatro tramos de sección cajón. La subestructura la componen pilas con columnas circulares y cabezales. El acero de la sección en los estribos está expuesto y posiblemente se deba a problemas constructivos, donde además se observaron algunas grietas inclinadas como consecuencia de asentamientos diferenciales por hundimientos en los accesos del puente.



El puente La Lupita también se encuentra en la carretera de Colima-Manzanillo y tiene una subestructura compuesta por pilas de doble columna rectangular las cuales están conectadas por dos vigas que corren longitudinalmente por la parte baja de la sección cajón de la superestructura. En este puente se observaron algunas grietas inclinadas en las secciones extremas de las vigas, se presume que las grietas existían desde hace tiempo pero que la longitud y anchura se incrementó con el sismo de 2003.

Existen otros dos puentes localizados en la carretera Aeropuerto-Colima (a 7 y 4 km de la ciudad). Ambas estructuras están construidos a base de vigas presforzadas esviajadas con una y dos pilas tipo marco, respectivamente. Los daños observados corresponden a grietas de los topes laterales. El puente localizado a 4 km fue construido en el año de 1999 y presenta esencialmente la falla de los topes sísmicos y grietas diagonales en algunas columnas de las pilas, no obstante también fueron detectadas deficiencias constructivas en la unión viga-pila y sus apoyos de neopreno.

Algunos puentes de la zona conurbada de la ciudad de Colima (entrada por carretera Colima-Tecomán) también presentaron fallas en sus topes laterales. Los puentes tienen una configuración a base de vigas de concreto presforzado y pilas tipo marco de entre tres y cinco columnas de concreto reforzado o sobre pilas tipo muro.

El puente Carlos de la Madrid posee 5 claros y se encuentra sobre el libramiento oriente de la ciudad de Colima presentó daños típicos encontrados en otros puentes tras un evento sísmico: falla de los topes sísmicos y el desfase de las vigas. En este puente el movimiento del suelo se podía observar en la base de las columnas, además se encontraron daños por el choque entre las vigas y el apoyo de los estribos como consecuencia de la poca holgura entre ambos.

Los puentes Gonzalo de Sandoval y Central de Autobuses, ubicados sobre el libramiento oriente de Colima, igualmente presentaron la falla de los topes sísmicos y asentamientos en los estribos. La falta de holgura también ocasionó daños en algunos puentes peatonales, que por lo general están compuestos por dos vigas de concreto reforzado apoyados sobre pilas de concreto reforzado.

La Figura 2.38 (EERI, 2006) presenta la fotografía de un puente de la ciudad de Tecomán el cual sufrió daños en sus topes sísmicos, los cuales limitaban el movimiento transversal de las vigas del puente con respecto a sus apoyos.

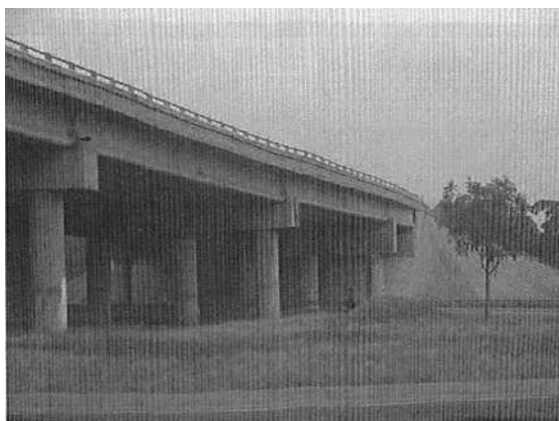


Figura 2.38. Puente de la salida hacia Colima que sufrió daños en sus topes.

Las Figura 2.39 a Figura 2.42 presentan una serie de fotografías del puente denominado por la SCT como Tecomán izquierda. En estas fotografías pueden observarse algunos de los daños sufridos como consecuencia del sismo de 2003.



Figura 2.39. Vista general del puente en dirección a Manzanillo.



Figura 2.40. Desplazamiento transversal del claro con respecto a los accesos.



Figura 2.41. Fractura del tope sísmico en una de las pilas centrales.



Figura 2.42. Fractura de la carpeta como consecuencia del movimiento transversal de la superestructura.

El puente Tecomán derecha se encuentra en el kilómetro 270+100 de la carretera Playa Azul-Manzanillo. La Figura 2.43 muestra la vista general del puente en dirección a Colima. Las Figura 2.43 a Figura 2.46 presentan los daños ocasionados como consecuencia del sismo de 2003.



Figura 2.43. Vista general en dirección a Colima.



Figura 2.44. Fractura del tope sísmico en la pila.



Figura 2.45. Asentamiento de acceso y corrimiento del bordillo.



Figura 2.46. Fractura del tope sísmico en el estribo.

## 2.2 SISMOS DE GUERRERO DE 2014

### 2.2.1 SISMO DE PETATLÁN, GRO. DEL 18 DE ABRIL DE 2014 (SSN, 2014a)

El día 18 de abril de 2014 a las 9:27 hrs. el SSN reportó un sismo con magnitud 7.2 con epicentro estimado a 40 km del sur de Petatlán, Gro. (17.18 Latitud N y -101.19 longitud W) y una profundidad de 10 km debajo de la corteza terrestre [2a] (el USGS estimó 23 Km). El mecanismo focal del evento fue debido a la falla de tipo inverso que se presenta entre las placas tectónicas de Cocos y Norteamérica, las cuales hacen contacto en la costa del Pacífico al sur de la república mexicana muy cerca de la región sísmica conocida como la Brecha de Guerrero. La zonificación proporcionada por el Servicio Geológico de EE. UU. (USGS, por sus siglas en inglés) se presenta en la Figura 2.47.

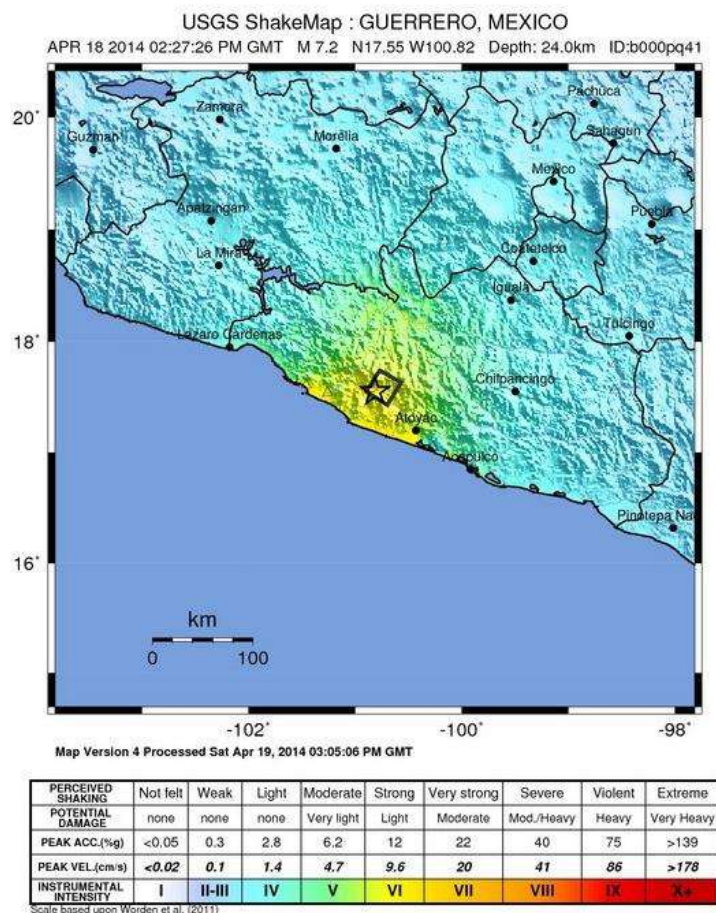


Figura 2.47. Zonificación e intensidad del sismo de Guerrero del 18 de abril de 2014 [2.47].

El movimiento fue sentido en al menos quince entidades del país destacando por su intensidad en los estados de Guerrero, Michoacán, Morelos, Hidalgo, Tlaxcala, Jalisco, Oaxaca, el estado de México y el D.F [2b]. La alerta preliminar de tsunami lanzada por el Centro de Alerta de TSUNAMIS-CAT SEMAR [2c] en las costas de Michoacán y Guerrero se desestimó horas después del evento [2d].

El número de réplicas hasta las 14:00 hrs. del mismo día superó la cifra de 75, la mayor de éstas con una magnitud de 4.8. Hasta las 18:00 hrs. la cifra había alcanzado 105 réplicas [2b].

Los reportes presentados por los diferentes medios de prensa informaron daños importantes en los hoteles de la costa de Guerrero, dejando afectaciones de consideración en las ciudades de Petatlán, Ixtapa-Zihuatanejo y Chilpancingo; así como grietas y derrumbes en la carretera federal 200 en su tramo Coyuca de Benítez - Ixtapa-Zihuatanejo. Por otro lado, se registraron daños de consideración en algunas colonias de la Ciudad de México.

Las principales afectaciones se debieron a grietas de muros, rotura de cristales, así como múltiples apagones y fugas de agua y gas; principalmente en iglesias, edificios de gobierno y hospitales. Casos más severos tratan de caídas de árboles y postes de luz, derrumbe de muros, agrietamiento de carreteras, derrumbes o deslizamiento de taludes y colapso de casas habitación [2e] [2f] [2g].



En el Distrito Federal el segundo nivel del periférico presentó una serie de agrietamientos en el pavimento. Sin embargo, el gobierno de la entidad y la Secretaría de Obras verificaron que se trataba de una fisura en la carpeta sin existir daño estructural Figura 2.48 [2h].



Figura 2.48. Agrietamiento en el segundo piso del periférico, D.F.

Los distintos medios de información y redes sociales presentaron fotografías y videos de lo acontecido durante y después del sismo.

### 2.2.2 SISMO DE TÉCPAN, GRO. DEL 08 DE MAYO DE 2014 (SSN, 2014b)

El Servicio Sismológico Nacional reportó un movimiento sísmico que se presentó a las 12:00 hrs. del jueves 8 de mayo de 2014 con una magnitud preliminar de 6.7; sin embargo fue rectificada a 6.4 coincidiendo con la magnitud ajustada por el USGS [2i]. El epicentro del movimiento se ubicó en las cercanías de Técpán de Galeana en el estado de Guerrero cuyas coordenadas son: 17.11 latitud N y -100.87 longitud W. La profundidad estimada por el SSN fue de 17 km mientras que el USGS calculó 23 km (Figura 2.49).



Figura 2.49. Zonificación e intensidad del sismo de Guerrero del 18 de abril de 2014 [2.49].

El sismo fue sentido en los estados de Guerrero, Morelos, Michoacán, Jalisco, Oaxaca, Veracruz, Estado de México, D.F. y en otras localidades.

Al igual que en el caso del sismo del 18 de abril de 2014, el mecanismo focal indica que la falla que originó el sismo es de tipo inverso; este tipo de fenómeno se presenta cuando se tiene contacto convergente entre las placas tectónicas, como es el caso de la placa de Cocos y Norteamérica en la zona de subducción al sur de la república mexicana, lugar donde se localizó el epicentro del sismo.

La primera réplica fue a las 12:16 hrs., con una magnitud de 5.1° Richter y la segunda a las 12:26 hrs., con magnitud 4.9° Richter [2j]. Hasta las 14:00 hrs. del 8 de mayo de 2014 se habían registrado 7 réplicas, la mayor de ellas de magnitud 5.1.

En el estado de Guerrero fueron reportados daños en algunas casas habitación, SEDESOL informó que en la comunidad de Técpán algunas casas afectadas en el sismo del pasado 18 de abril, terminaron por destruirse con este temblor [2m], además en la carretera Federal que conduce de Zihuatanejo hacia Acapulco hubo una serie de derrumbes consecuencia de la combinación de las lluvias torrenciales y el movimiento telúrico [2k].

La Coordinación Nacional de Protección Civil informó que no se habían reportado víctimas en los monitoreos de las regiones del centro y sur del país que sintieron el temblor [2i].



No se reportaron daños importantes en la capital mexicana posteriores al sismo [2i] y no hubo reporte de víctimas [2n], sin embargo, sí se presentaron cortes del suministro eléctrico y de las comunicaciones al menos en algunas zonas céntricas de dicha localidad [2i] [2ñ].

Al no reunir las características necesarias [2o] la alerta de Tsunami no fue activada por el centro de monitoreo de la Oficina Nacional de Administración Oceánica y Atmosférica de EE. UU. (NOAA por sus siglas en inglés) [2p].

Por otro lado, el daño más grave lo presentó el puente El Cuajilote que colapsó en dos de sus secciones [2n] durante la ocurrencia del sismo, los grandes desplazamientos provocaron que la superestructura cayera por efecto de la pérdida de asiento de las trabes de concreto. Es de señalar que dicho puente había presentado cierto daño con el sismo del 18 de abril del mismo año, en primera instancia fue cerrado para su reparación pero se decidió continuar con los trabajos de alineamiento reabriendo la circulación vehicular días después.

Los distintos medios de información y redes sociales presentaron fotografías y videos de lo acontecido durante y después del sismo.

### 2.2.3 RÉPLICAS DE LOS SISMOS DE ABRIL- MAYO DE 2014

El reajuste que sufren las masas rocosas debajo de la corteza terrestre cuando ocurre un sismo de magnitud considerable, puede llegar a generar una serie de temblores cerca de la zona de ruptura, a dichos movimientos se les denomina réplicas. El número de las réplicas puede variar desde unos cuantos hasta cientos de eventos en los próximos días o semanas de ocurrido el temblor principal y pueden poseer distintas magnitudes.

El día 10 de mayo, apenas dos días después del sismo de Tépán, se presentaba la réplica más grande registrada hasta el momento. De acuerdo con la información oficial obtenida de la página del Servicio Sismológico Nacional, el sismo se presentó a las 2:36 hrs. a sólo 38 km al suroeste de Tépán, Gro (Latitud 17.06, longitud -100.91). El movimiento tuvo una magnitud de 6.1 y una profundidad de 12 km [2q].

Los sismos de los días 8 y 10 de mayo pueden considerarse como réplicas del sismo ocurrido el día 18 de abril, debido a la cercanía de los eventos y por tratarse del mismo tipo de mecanismo focal y con magnitudes menores. El sismo del 8 de mayo se considera la réplica de mayor magnitud hasta el momento [2o].

El Servicio Sismológico Nacional (SSN) en un reporte preliminar informó que un sismo de 6 grados Richter se registró a las 05:06 horas del miércoles 21 de mayo de 2014 con epicentro 26 kilómetros al norte de Matías Romero, Oaxaca [2r]. Horas después fue ajustada la magnitud a 5.8 grados Richter, con latitud 17.11, longitud de -95.07 y una profundidad de 121 [2s].

De acuerdo con el Departamento de Sismología del Instituto de Geofísica (IGF) de la UNAM, los tres sismos registrados en 40 días, entre el 18 de abril y el 10 de mayo (incluso el del día 21 de mayo), no anuncian, necesariamente, la ocurrencia de un terremoto más grande en las próximas semanas o meses [2t].

El sismo de 7.2 sucedió en la misma zona donde se presentaron otros dos de dimensión sensiblemente superior (~M7.6) en 1943 y 1979. Es decir, que frente a las costas de Petatlán



(entre Papanao y Zihuatanejo), sismos de estas magnitudes suelen ocurrir alrededor de cada 35 años [2t].

Los sismos réplica de magnitudes 6.4 y 6.1 se registraron al sureste de Petatlán; es decir, dentro de la brecha sísmica que existe en esa entidad federativa. La brecha es un segmento de la costa que se extiende entre Papanao (al oeste) y Acapulco (al este) en la que no han ocurrido eventos significativos ( $M > 7.5$ ) desde hace más de 100 años. No obstante, movimientos de dimensiones similares a los del 8 y 10 de mayo (o incluso el del 21 del mismo mes) dentro de la brecha se han registrado repetidas ocasiones en el último siglo, por lo que tampoco son extraordinarios [2t].

## 2.2.4 PUENTES DAÑADOS DURANTE LOS SISMOS DE 2014

Tras la ocurrencia del sismo de 7.2 grados la Subsecretaría de Protección Civil del Gobierno del Estado de Guerrero reportó algunos daños que van desde ligeros agrietamientos estructurales, en edificios gubernamentales y viviendas, hasta afectaciones mayores en la carretera federal Acapulco-Zihuatanejo (kilómetros 111 y 114). Sobre esta vialidad se localizan dos puentes carreteros denominados Las tortugas y Cuajilote, ubicados en el municipio de Técpan de Galeana en la región de la Costa Grande, los cuales resultaron con daño estructural. En primera instancia el tránsito no tuvo cortes a la circulación pero horas después fue desviado a través de brechas para evitar incidentes, mientras que la Secretaría de Transportes realizaba la evaluación correspondiente [2u].

### 2.2.4.1 PUENTE LAS TORTUGAS IV

#### 2.2.4.1.1 REPORTE SIPUMEX

- Datos generales:
  - Calificación general del puente: 2
  - Clave: 11-009-00.0-0-52.0
  - Ubicación: Carretera Acapulco – Zihuatanejo, en el Km 114.1 de la ruta 200
  - Posición geográfica: Latitud  $17^{\circ} 12.41'$ , longitud  $100^{\circ} 41.27'$ , altitud 40 m
  - Tipo de paso: Superior
  - Año de construcción: 1965
  - Reconstrucción: No
  - Obstáculo que cruza: Río o arroyo
  - Propietario: DGCC/SCT (Red Básica)
- Tránsito:
  - TDPA: 5370
    - Carros: 86%
    - Autobuses: 4%
    - Camiones: 10%
- Geometría:
  - Número de claros: 1



- Longitud de claro mínima: 16.3 m
- Longitud de claro máxima: 16.3 m
- Longitud total: 16.3 m
- Ancho total: 9.6 m
- Puente en curva: No
- Esviajamiento: 0°
- Superestructura:
  - Tipo: Principal
  - Diseño de la sección transversal: Losa/Viga, 3 Vigas
  - Diseño de la elevación: Simplemente Apoyado, Sección transversal constante
  - Material: Concreto reforzado hecho in situ
- Subestructura:
  - Estribos:
    - Tipo: Enterr. Col./Pilotes con Cabezal
    - Material: Concreto reforzado
    - Tipo de cimentación: Pilotes de concreto
  - Pilas: No aplicable
- Detalles:
  - Tipo de superficie de desgaste: Asfalto
  - Tipos de apoyos fijos sobre soportes: Junta de construcción
  - Tipo de apoyos móviles sobre soportes: Junta de construcción
  - Carga de diseño: H-15
  - Observaciones: No

#### 2.2.4.1.2 REPORTE DE DAÑOS

El puente las Tortugas se localiza a la altura del kilómetro 114 de la carretera Federal Acapulco-Zihuatanejo en el estado de Guerrero, justo adelante del libramiento Técpan. La estructura de dicho puente sufrió un desplazamiento por el impacto del temblor el viernes 18 de abril de 2014. El SIPUMEX había calificado a este puente con el número 2, lo cual indicaba que existía algún tipo de daño y que la reparación era necesaria cuando se presentara la ocasión, no obstante, el puente funcionaba adecuadamente. El tipo de daño o trabajo de reparación no se especificó.

De acuerdo con la dirección del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), la ubicación del puente fue determinante debido a que en dicha zona hubo movimientos más severos. A pesar de que el desplazamiento fue considerable, no se trató de un daño importante como en otros casos cuando se colapsa una parte de la superficie del puente y al caer se fractura. En este caso aparentemente no se sufrió de daño estructural, por lo que podría repararse sin riesgo de colapso y bastar con el reacomodo de las trabes del puente.

En la Figura 2.50 puede observarse que el desplazamiento es aproximadamente de 35 cm longitudinalmente y de 40 cm transversalmente. No se tiene más información al respecto.



Figura 2.50. Desfase del puente Las Tortugas en el km 114 de la carretera Acapulco-Zihuatanejo: a) Vista longitudinal y; b) vista transversal [2.50].

El proceso de reparación comprendería la captura de una serie de fotografías tomadas desde la parte inferior, las cuales ayudarían a determinar el daño de la estructura y verificar si con el reacomodo de las traveses o del sistema de losa del puente es suficiente debido a que la superestructura no presentó fractura.

La dirección de CENAPRED indicó que las posibilidades son altas cuando se piensa en reparar el puente de una forma sencilla y de esta manera poder continuar utilizando la infraestructura carretera. La coordinación nacional de protección civil informó que no se registraron daños adicionales tras el azote de un de las réplicas del sismo con magnitud de 5.2 grados [2v].

## 2.2.4.2 PUENTE EL CUAJILOTE

### 2.2.4.2.1 REPORTE SIPUMEX

- Datos generales:
  - Calificación general del puente: 3
  - Clave: 11-009-00.0-0-48.0
  - Ubicación: Carretera Acapulco – Zihuatanejo, en el Km 111.616 de la ruta 200
  - Posición geográfica: Latitud 17° 12.31', longitud 100° 39.75', altitud 19 m
  - Tipo de paso: Superior
  - Año de construcción: 1965
  - Reconstrucción: Sí
  - Obstáculo que cruza: Río o arroyo
  - Propietario: DGCC/SCT (Red Básica)
- Tránsito:
  - TDPA: 5370
    - Carros: 86%
    - Autobuses: 4%
    - Camiones: 10%
- Geometría:



- Número de claros: 5
- Longitud de claro mínima: 30.7 m
- Longitud de claro máxima: 30.9 m
- Longitud total: 153.7 m
- Ancho total: 9.6 m
- Puente en curva: No
- Esviajamiento: 33°
- Superestructura:
  - Tipo: Principal
  - Diseño de la sección transversal: Losa/Viga, 2 Vigas
  - Diseño de la elevación: Simplemente Apoyado, Sección transversal constante
  - Material: Concreto reforzado hecho in situ
- Subestructura:
  - Estribos:
    - Tipo: Enterr. Col./Pilotes con Cabezal
    - Material: Concreto reforzado
    - Tipo de cimentación: Pilotes de concreto
  - Pilas:
    - Tipo: Pila sólida
    - Material: Concreto reforzado
    - Tipo de cimentación: Desconocido
- Detalles:
  - Tipo de superficie de desgaste: Asfalto
  - Tipos de apoyos fijos sobre soportes: Placas de neopreno
  - Tipo de apoyos móviles sobre soportes: Placas de neopreno
  - Carga de diseño: H-15
  - Observaciones: No

#### 2.2.4.2.2 REPORTE DE DAÑOS

El puente el Cuajilote ubicado en el kilómetro 111+616 de la carretera federal 200 que conecta a Acapulco con Zihuatanejo en el tramo de Técpan-Tenexpan en Guerrero [2x], fue cerrado al paso de vehículos pesados como consecuencia de la separación excesiva de las juntas de la superestructura ocasionadas por el sismo de 7.2 grados Richter del 18 de abril de 2014. Elementos de Protección Civil municipal evaluaron el daño presentado en el puente, el cual no contaba con las mejores condiciones desde el paso de la tormenta tropical Manuel en septiembre de 2013 [2y], y finalmente optaron por abrir un paso alternativo de terracería debido a la posibilidad de colapso. El SIPUMEX había calificado a este puente con el número 3, lo cual indicaba que se tenía un daño significativo y que la reparación era necesaria lo más pronto posible. El tipo de daño o trabajo de reparación no se especificó.

La información preliminar aseveró que el desalineamiento horizontal de la superficie del puente tenía un máximo de 30 cm [2x]. Sin embargo, La dirección del centro SCT Guerrero, precisó que la superestructura del puente presentó un desplazamiento transversal de las traveses de hasta 50

cm de separación [2z]. En la Figura 2.51 se puede observar el desfase de la superestructura en los claros centrales del puente.



Figura 2.51. Desfase del puente El Cuajilote en el km 111 de la carretera Acapulco-Zihuatanejo: a) Vista longitudinal y; b) vista transversal [2.51].

La información más precisa fue proporcionada después de realizado el dictamen de evaluación de daños, a través del Director General del Centro SCT, el Ing. Enrique León de la Barra. En el informe se dio a conocer que la superestructura del puente presentaba desplazamientos transversales de las travesaños en tres de sus claros con medidas de 15, 20 y 50 cm horizontalmente [2aa].

Una vez que se detectaron las fallas en la estructura, se suspendió el tráfico por seguridad y de inmediato se abrió un acceso provisional para poder realizar los trabajos de evaluación, mientras que el personal de conservación de carreteras brindaba atención a los usuarios mediante la señalización preventiva [2z]. En ese momento habían transcurrido alrededor de 5 o 6 días desde que se presentó el sismo y se anticipó que la circulación podría quedar reabierto en alrededor de 5 días más si las circunstancias lo permitían [2aa].

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través del Centro SCT Guerrero, realizó los trabajos de reparación en el puente dañado, los cuales consistieron en llevar a cabo el levantamiento de los claros a través de gatos hidráulicos para colocar las calzas de concreto y así estabilizar la superestructura; asimismo, se trabajó en la construcción de bancos de apoyo y topes antisísmicos de los caballetes y pilas para regresar a su posición original las travesaños desfasadas. Se pretendía que con este tipo de trabajos la circulación pudiera ser abierta en ambos sentidos y a todo tipo de vehículos [2aa]. La Figura 2.52 presenta el reacomodo de la superestructura por parte de trabajadores de la SCT utilizando gatos hidráulicos.



Figura 2.52. Trabajos de reparación de la superestructura del puente El Cuajilote empleando gatos hidráulicos por parte de la SCT [2.52].

La SCT emitió un boletín el sábado 26 de abril mencionando que la estructura había sido estabilizada y que era segura para la utilización con todo tipo de vehículos [2ab]. La dirección general de dicha dependencia reiteró que fueron realizadas pruebas con vehículos de carga pesada para corroborar que el puente había quedado listo [2z]. A pesar de no haber concluido los trabajos de reparación [2ac], la circulación vehicular de dicho puente fue restablecida aproximadamente una semana después del sismo, sin embargo, sostuvieron que los trabajos de alineación para colocar dicha estructura a su posición original continuarían sin que se interrumpiera el tráfico vehicular [2z] [2ac]. El acceso provisional por el que pasaron los vehículos quedó cancelado [2z].

Poco menos de tres semanas después de ocurrido el sismo de Petatlán, Gro., se presentó un sismo cerca de la comunidad de Tépán de Galeana con una magnitud de 6.4. Como consecuencia de este movimiento colapso por completo el puente Cuajilote, a pesar de que las autoridades aseguraron que ya estaba reparado y era seguro [2k]. El puente había sido reabierto al tráfico vehicular dos semanas atrás por las afectaciones ocasionadas en el sismo del 18 de abril.

La causa de la falla aún no ha sido determinada pero se sabe que en zonas cercanas a los epicentros la componente vertical del sismo puede llegar a ser considerable y haber contribuido a la caída de la superestructura. En la fotografías puede observarse la pérdida de asiento o de anclaje posiblemente como consecuencia de los grandes desplazamientos sin observarse un daño aparente en las pilas de concreto. No existe información concisa que mencione la causa de la falla del puente, a pesar de ello el gobierno del estado de Guerrero indicó que las fuertes lluvias que azotaban a la región fueron determinantes para que terminara por caer la superestructura de éste [2k]. La Figura 2.53 a Figura 2.55 presentan las fotografías del puente El Cuajilote colapsado.



Figura 2.53. Vista lateral de los dos claros del puente El Cuajilote que colapsaron durante el sismo del 08 de mayo de 2014 [2.53].



Figura 2.54. Vista superior del colapso del puente El Cuajilote tomada desde uno de los accesos [2.54].



Figura 2.55. Detalle del colapso de la superestructura y la pila central del puente El Cuajilote [2.55].

Posterior al colapso del puente El Cuajilote la SCT dio a conocer mediante un comunicado que en poco tiempo fue habilitado un acceso provisional, primeramente hecho de terracería, con lo cual se mantuvo el tránsito vehicular en la zona y se garantizaba la conectividad en la carretera Acapulco-Zihuatanejo. El acceso de terracería se sustituyó con un paso de dos carriles, el cual cuenta con siete metros de ancho, permite la circulación simultánea en ambos sentidos, y cuenta con carpeta asfáltica y señalización -horizontal y vertical- a lo largo de la construcción [2ad]. La obra fue en beneficio directo de los pobladores, quienes realizan sus actividades económicas y sociales de manera cotidiana. La Figura 2.56 muestra del lado izquierdo al puente El Cuajilote colapsado, también puede observarse el paso provisional de asfalto y su señalización. La SCT reportó que ya se realiza el análisis técnico del puente El Cuajilote para proceder con su rehabilitación [2ae].



Figura 2.56. Paso provisional de dos carriles que mantiene la circulación de la carretera Acapulco-Zihuatanejo [2.56].

## CAPÍTULO III



# EVALUACIÓN DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

## 3.1 COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

### 3.1.1 INVESTIGACIONES PREVIAS (Girra, 1998)

A través de los años se han venido realizando pruebas experimentales para entender de mejor manera el comportamiento de las columnas sujetas a carga de compresión, no obstante, solo una fracción se ha hecho bajo la combinación de carga axial, momento y cortante reversible. Gracias a los ensayos se sabe que una columna confinada adecuadamente presenta un comportamiento más deseable.

La primera idea de confinamiento surge de Considere en 1903 (Punshi, 2003), realizando pruebas experimentales en columnas de concreto confinadas con estribos; a partir de este estudio muchos investigadores han indagado en el comportamiento cuando se utilizan diferentes tipos de arreglos del acero de refuerzo longitudinal y transversal.

A mediados del siglo XX se llevaron a cabo una gran cantidad de ensayos, la gran mayoría hechos en elementos horizontales (vigas), a pesar de ello, se lograron formular algunas ecuaciones de resistencia a momento y cortante para distintos tipos de elementos de concreto reforzado, formando la base del código del ACI para diseño a flexión y cortante.

A continuación se presenta un resumen de los aspectos más importantes de los trabajos desarrollados por diversos autores a lo largo de los años y que fue posible encontrar en la bibliografía existente.

#### 3.1.1.1 CARGA CONCÉNTRICA

Richart et al. en el año de 1928, probaron un número considerable de cilindros bajo presión hidrostática y carga axial con lo que lograron proponer una expresión para determinar la relación entre el confinamiento lateral y la carga axial en columnas circulares. Posteriormente publicaron los resultados de pruebas en cilindros confinados con espirales circulares y observaron que la presión hidrostática se asemejaba mucho a la de las espirales. Las pruebas a gran escala comenzaron a finales de los años 70.

Sheikh y Uzumeri en 1980, probaron 20 columnas rectangulares bajo carga axial de compresión utilizando diferentes configuraciones de estribos y grapas, distribución de acero longitudinal, porcentajes de acero, etc. Entre sus resultados destaca el incremento en hasta el 70% de la resistencia del concreto cuando las columnas contaban con acero longitudinal bien distribuido, a la vez que la ductilidad dependía de la reducción en el espaciamiento del acero transversal.

Basset y Uzumeri en 1986 probaron columnas rectangulares bajo carga axial incremental y diferentes configuraciones de acero longitudinal, con y sin acero transversal. Concluyeron que el acero transversal acompañado de una buena distribución de acero longitudinal, proporciona



un comportamiento menos frágil y mejora la ductilidad proporcionalmente a la cantidad de acero longitudinal.

Sheikh et al. en 1986, probaron alrededor de 30 especímenes bajo carga axial concéntrica y excéntrica variando algunos parámetros para determinar la presión lateral del acero longitudinal, entre ellos estaban el espaciamiento y traslape de estribos y grapas. Encontraron que la ductilidad está afectada por la magnitud de la carga axial y la cantidad de refuerzo transversal.

Mander et al. en 1988, realizaron pruebas en 31 especímenes de tamaño real con secciones circulares, cuadradas y rectangulares con diferentes configuraciones de acero transversal y longitudinal, además incorporaron diferentes tasas de deformación. Concluyeron que la forma de la curva esfuerzo deformación está afectada principalmente por el confinamiento que proporciona la cantidad de refuerzo transversal.

Young et al. en 1988 realizaron pruebas en 24 especímenes rectangulares de concreto de alta resistencia utilizando diferentes cantidades de estribos convencionales y variando la distribución de acero longitudinal. Los resultados indicaron que la ductilidad de las columnas aumenta si se proporciona un correcto confinamiento.

Polat en 1992 encontró que incrementando el porcentaje volumétrico de refuerzo transversal también se incrementaba la resistencia y ductilidad de las columnas de forma proporcional a la raíz cuadrada del esfuerzo de fluencia de este acero. Adicionalmente encontró que las columnas de alta resistencia pueden fallar bajo cargas considerablemente menores que las calculadas con el ACI 318-89.

Al-Hussaini et al. en 1993 con base en pruebas experimentales de columnas rectangulares concluyeron que el acero de refuerzo lateral especificado por el British Standar Code de 1985 era insuficiente e inadecuado para prevenir el pandeo del acero longitudinal.

Li en el año de 1994 realizó una investigación teórica-experimental en diversas columnas de concreto normal y de alta resistencia, con acero convencional y de alta resistencia, con secciones rectangulares y circulares y para tasas de deformación variable. Los resultados mostraron que la resistencia y ductilidad se incrementaba cuando se tenía una cantidad o resistencia mayor en el acero transversal. Observó que las columnas probadas bajo tasas de deformación altas presentaban un módulo de elasticidad mayor y resistencia más alta pero una pendiente más pronunciada en el tramo de descenso.

Razvi y Saatcioglu en 1996 realizaron nuevamente pruebas experimentales de especímenes con diferentes configuraciones en forma; resistencia, porcentajes y distribución de acero longitudinal y transversal; resistencia del concreto; etc. Encontraron algunas características importantes de la combinación de diferentes resistencias del acero con diferentes resistencias del concreto, además, determinaron que utilizar espirales o aros circulares espaciados estrechamente es una de las maneras más efectivas de confinar a las columnas. Resaltaron la importancia de un buen arreglo de las barras longitudinales, que a diferencia de lo que se pensaba anteriormente, proporciona un mejor confinamiento.

Hoshikuma et al. en 1997 realizaron un trabajo experimental acerca del comportamiento de pilas de puentes con diferentes secciones transversales en pequeña y gran escala bajo carga axial monotónica. Sus estudios se enfocaron en reproducir las características mecánicas y



geométricas de puentes japoneses apoyándose en modelos desarrollados por otros autores. Entre sus observaciones más importantes puntualizaron que los modelos utilizados no eran adecuados para predecir en forma precisa los resultados de sus pruebas, ya que proporcionaban una pendiente inicial más grande de lo observado experimentalmente. Finalmente concluyeron que los modelos no podían representar de forma satisfactoria el comportamiento esfuerzo-deformación de columnas confinadas con baja relación volumétrica de acero transversal y propusieron un nuevo modelo de confinamiento que se adaptaba mejor a sus resultados.

### 3.1.1.2 CARGA EXCÉNTRICA

Scott et al. en 1992 publicaron los resultados de una serie de pruebas en columnas bajo carga axial, para diferentes configuraciones de acero longitudinal y transversal y para diferentes tasas de deformación. Uno de los puntos más importantes de su trabajo menciona que el análisis basado en la relación esfuerzo-deformación obtenido de pruebas concéntricas a columnas subestimaba la deformabilidad de éstas, por lo que utilizar una relación esfuerzo-deformación con un tramo de descenso menos pronunciado sería más apropiado.

Ozden en 1992 realizó pruebas en columnas rectangulares variando la resistencia del concreto y la configuración del acero longitudinal y transversal y sometiéndolas a un gradiente de deformaciones. Sus observaciones principales están basadas en la separación de los estribos para la cual con un valor de  $h/2$  deja de ser efectivo el confinamiento y se reduce considerablemente la resistencia y ductilidad.

Saatcioglu et al. en 1995 llevaron a cabo pruebas en columnas cuadradas bajo un gradiente de deformaciones con variables de arreglos, espaciado y porcentajes de acero. Observaron que las columnas con mayor espaciado del acero perdían resistencia rápidamente después de la carga máxima debido al pandeo de las varillas longitudinales, por otro lado las columnas bien confinadas mostraban un comportamiento altamente dúctil.

Lloyd y Ragan en 1995 investigaron el comportamiento de columnas rectangulares de concreto de alta resistencia con porcentajes de acero transversal entre 1.5 y 2% y bajo diferentes excentricidades de carga axial. Determinaron que a pesar de utilizar un porcentaje de acero mayor que el requerido en el código australiano (AS 3600 1994) no era suficiente para proporcionar a la columna un comportamiento dúctil cuando se trataba de excentricidades bajas.

Setty y Ragan en 1995 probaron 20 columnas de concreto de alta resistencia bajo compresión excéntrica y con un arreglo del acero muy estrecho, indicando que todas las columnas fallaron en flexión sin pandeo de las barras longitudinales. Concluyeron que incrementando el acero de refuerzo longitudinal la carga última también se incrementaba, sin embargo, al incrementarse la excentricidad la carga última disminuía.

### 3.1.1.3 CARGA AXIAL Y LATERAL REVERSIBLE

Antes de 1990 es difícil encontrar información de pruebas en columnas sujetas a cortante, sin embargo, a partir de los daños producidos por los sismos en las décadas de los 70



y 80, los altos costos de reparación/demolición y la pérdida de vidas humanas que dejaron a su paso; es que los investigadores se enfocaron más en estudiar el comportamiento de las columnas de concreto con la formación de articulaciones plásticas bajo cargas cíclicas reversibles. Las principales ventajas de innovar en este tipo de ensayos se dieron gracias a la tecnología de los materiales y al implemento de nuevas máquinas de pruebas.

Paulay en 1982 (Dunwoodie, 1997) estudió el comportamiento de columnas en marcos dúctiles resistentes a momento y desarrolló un procedimiento de diseño que permite determinar el porcentaje de acero necesario para soportar una gran cantidad de cargas cíclicas reversibles, encontrando adecuado el procedimiento para columnas con bajas demandas de ductilidades (aproximadamente 2.0).

Park y Paulay en 1983 (Dunwoodie, 1997) determinaron que al incrementar la carga axial en las columnas también se incrementaba el porcentaje de acero transversal necesario para confinar y obtener una respuesta dúctil; encontrando que una longitud de traslape de 30 veces el diámetro era suficiente. Además observaron que el pandeo del acero longitudinal es debido a que la longitud de articulación plástica estaba limitada. Ese mismo año Chai et al. observaron que una columna con longitud de traslape de 20 veces el diámetro o menor muestra un rápido deterioro en la capacidad de soportar carga transversal teniendo una baja disipación de energía.

Ozcebe y Sattcioglu en 1987 investigaron el comportamiento de columnas de concreto confinadas con estribos y grapas convencionales bajo diferentes historias de desplazamiento uni o bilateral. Los resultados mostraron que la respuesta histerética de las columnas estaba afectada enormemente con el nivel de carga axial; la ductilidad se incrementaba significativamente utilizando un confinamiento adecuado. Utilizar barras de mayor diámetro reducía los problemas de pandeo de éstas a expensas de menor confinamiento. Se concluye que las cargas cíclicas bidireccionales pueden producir una degradación importante de rigidez y resistencia.

Muguruma et al. en 1990 llevaron a cabo pruebas a columnas de concreto de alta resistencia sujetas a carga axial y cargas cíclicas reversibles. Se determinó que la ductilidad de este tipo de columnas se podía lograr proporcionando acero de refuerzo transversal de alta resistencia correctamente espaciado. También observaron que el efecto del confinamiento lateral a la ductilidad se reducía al aumentar la resistencia del concreto.

Sakai et al. en 1990 efectuaron ensayos en columnas bajo cargas de compresión y laterales reversibles. Las pruebas mostraron que las columnas confinadas con grapas eran más estables y dúctiles debido a que las varillas longitudinales estaban restringidas contra pandeo, además al incrementar la resistencia del acero transversal se incrementaba la ductilidad en columnas de concreto de alta resistencia.

Sugano et al. en 1990 desarrollaron un estudio con pruebas en columnas cuadradas de concreto reforzado bajo cargas de tipo sísmicas, con diferentes resistencias en concreto y acero, así como diversos arreglos. Se reportó que el uso de acero de alta resistencia puede incrementar enormemente la ductilidad cuando se utiliza concreto de alta resistencia, sin embargo, al incrementar la carga axial a más del 55% de su capacidad concéntrica se pierde gran parte de esa ductilidad; se observó que incrementando el esfuerzo de fluencia del acero transversal también se incrementaba la ductilidad de desplazamiento, concluyendo que este parámetro



debería ser evaluado en función del porcentaje y esfuerzo de fluencia del acero transversal en conjunto con la resistencia del concreto.

Sheikh y Khoury en 1993 efectuaron pruebas a columnas de concreto normal cargadas axial y lateralmente con variables en la cantidad y configuración del acero de refuerzo. Se concluyó que la capacidad de disipación de energía y la efectividad del confinamiento decrecía al incrementarse la carga axial. Un año después se probaron columnas de alta resistencia manteniendo constantes todas las demás condiciones y se observó que la ductilidad y capacidad de disipación de energía dependían de la cantidad de acero transversal tal y como sucedió en las columnas de concreto normal.

Aziznamini et al. en 1994 realizaron pruebas bajo cargas sísmicas y axiales en columnas cuadradas de concreto reforzado de tamaño casi real, las cuales fueron diseñadas de acuerdo a los requisitos para sismo del ACI 318-89. Como resultados se obtuvo que los especímenes contaban con una buena capacidad de disipación de energía y adecuada ductilidad de curvatura y desplazamiento bajo cargas menores al 20% de la capacidad de la sección, incrementándose con altos porcentajes de acero y baja carga axial. Se mostró que el concreto de alta resistencia puede presentar la misma ductilidad que el concreto de resistencia normal y que es innecesario utilizar estribos de alta resistencia si se cuenta con carga axial baja, además puede resultar en un gran espaciamiento de estos, lo cual no estaba permitido en el código ACI 318-89 ya que puede ocasionar pandeo prematuro de las barras longitudinales.

Lippien en 1995 investigó la resistencia y deformación en columnas confinadas de alta resistencia bajo carga axial incremental y cargas laterales reversibles, utilizando diferentes resistencias del acero de refuerzo y variando los porcentajes entre 1.9% y 5.58%. Lippien utilizó el modelo desarrollado previamente por Saatcioglu y Razvi en 1992. Se observó que las columnas hechas con concreto de alta resistencia presentaban un comportamiento frágil y que requerían de mayor cantidad de acero trasversal para aumentar su ductilidad comparada con las columnas de concreto normal. Se observó que utilizando acero de alta resistencia el espaciado podía aumentarse, no obstante, cuanto más estrecho esté el acero de refuerzo transversal es menor el pandeo del acero longitudinal. Concluyó que el modelo analítico utilizado podía predecir de buena forma los resultados experimentales.

Bayrak y Sheikh en 1995 probaron siete columnas a escala real confinadas con estribos y grapas convencionales y variando la resistencia del concreto. Las columnas fueron probadas bajo fuerzas sísmicas (cargas cíclicas reversibles) y carga axial. Entre los principales resultados se observó que las columnas de concreto de alta resistencia son menos dúctiles que las de concreto normal; la carga axial reduce la ductilidad y acelera la degradación de rigidez; el utilizar estribos más cerrados proporciona un soporte a las barras longitudinales e incrementa la deformabilidad y capacidad de disipación de energía para cualquier tipo de concreto.

Legeron y Paultre en 1995 con base en pruebas experimentales, obtuvieron que la ductilidad de las columnas está altamente afectada por el nivel de carga axial y que los códigos de diseño, ACI y CSA son demasiado conservadores para columnas de concreto de alta resistencia cuando se presentan cargas axiales elevadas.

Kuramoto et al. en 1995 desarrollaron una investigación experimental para estudiar los efectos de la deformación axial en la ductilidad de columnas de concreto de alta resistencia, con estribos de acero de alta resistencia bajo fuerza triaxial de compresión y tensión. Se observó que la



ductilidad de las columnas bajo fuerzas biaxiales y triaxiales disminuye conforme aumenta la magnitud de estas.

### 3.2 FACTORES QUE AFECTAN LA RESPUESTA DE UNA COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO

Por lo general, en una columna no se presenta una sola acción sino una combinación de estas: carga axial, cortante, momento flexionante y en algunos casos torsión. Debido a que las acciones son variables es probable que existan cambios en los signos del momento flector y su comportamiento se vea afectado a través de sus ciclos histéricos: rigidez, ductilidad, capacidad de disipación de energía, etc.

Los elementos largos o esbeltos oscilan predominantemente bajo modos de flexión mientras que los cortos y robustos son críticos bajo cortante. Una columna bajo esfuerzos de flexión exhibe un comportamiento característico de ciclos carga-deformación muy amplios que poseen una pequeña degradación de resistencia; por el contrario, el comportamiento de columnas cortas o bajo esfuerzos de cortante, involucra una baja ductilidad, baja disipación de energía, rápidos incrementos en la fuerza y degradación de rigidez; además de una reducida capacidad para soportar carga una vez que se alcanzan intervalos inelásticos. Lo anterior hace intuir que la reducción de resistencia ciclo a ciclo es más marcada cuando se tienen columnas trabajando predominantemente a cortante; queda claro que desde el punto de vista del diseño sísmico este comportamiento es absolutamente indeseable.

Se ha observado que la aplicación de la carga y la reducción momento/cortante son críticas en la respuesta cuando se trata de acciones sísmicas. Además el análisis bidireccional debe ser tomado en cuenta siempre ya que el comportamiento se afecta de forma significativa en comparación con el diseño clásico unidireccional (Ozcebe, 1987).

Durante algunos sismos del pasado se ha observado que los edificios de concreto reforzado, especialmente las columnas de la planta baja, experimentan daños importantes debidos al cortante basal y el problema de piso débil. El diseño sísmico actual busca el comportamiento viga débil columna fuerte con objeto de disipar energía a través de la fluencia de las vigas. La práctica común en puentes busca que las columnas desarrollen un gran número de deformaciones inelásticas reversibles con una pérdida de resistencia reducida; este tipo de comportamiento puede obtenerse si el núcleo de concreto se confina correctamente. Una apropiada combinación de la cantidad, separación, grado y arreglo del refuerzo transversal y longitudinal logra proporcionar resistencia y ductilidad al núcleo.

La influencia de los traslapes también es un factor importante: en diversas pruebas con distintas longitudes de traslape se encontró que el refuerzo transversal con diámetros más grandes es menos efectivo que cuando se utilizan diámetros más pequeños y con menor separación.

Existen otros factores importantes tales como la tasa de deformación (velocidad de aplicación de la carga), la cual afecta de forma significativa a las propiedades del concreto, incluso se considera como fuentes de sobrerresistencia. En la Figura 3.1 se pueden observar distintas curvas esfuerzo-deformación, las cuales indican que al aumentar la velocidad de deformación, también se incrementa de la pendiente inicial (módulo de elasticidad) y por lo tanto su



resistencia, pero la caída subsecuente es más pronunciada y su capacidad de disipación de energía disminuye.

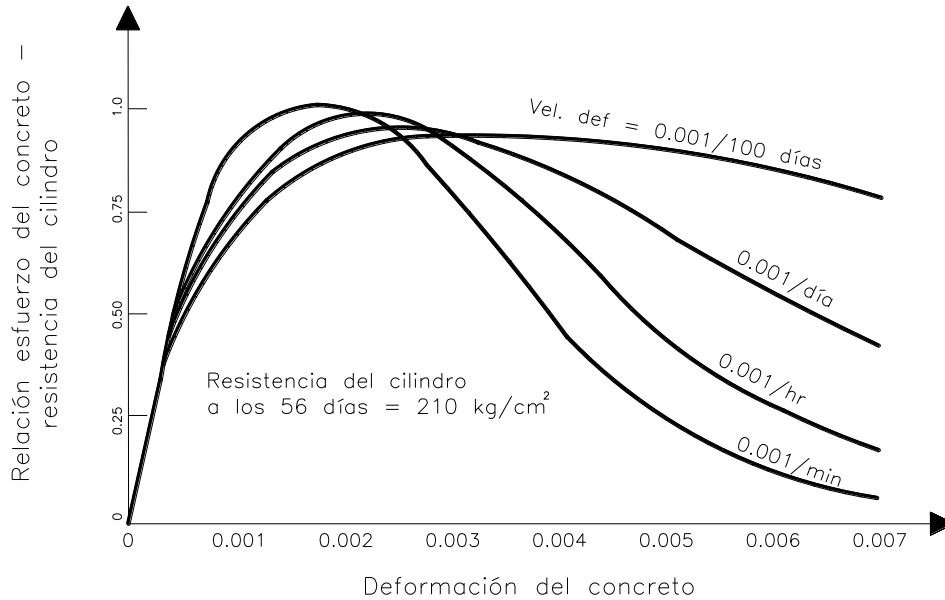


Figura 3.1. Curvas esfuerzo-deformación para concreto con distintas tasas de carga axial de compresión [adaptada de R. Park y T. Paulay (1983)].

### 3.2.1 COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO BAJO COMPRESIÓN UNIAXIAL

El concreto es un material constituido por la mezcla de otros elementos, entre ellos se encuentran la pasta de cemento y el agregado grueso, dichos constituyentes presentan un comportamiento lineal hasta su falla, no obstante, la respuesta del concreto (mezcla de materiales) presenta un comportamiento característico de no linealidad casi desde su inicio y hasta su falla. El fenómeno de interacción entre la pasta y los agregados son los causantes de la no linealidad del material: a bajas deformaciones el concreto comienza a agrietarse lo que hace que poco a poco el elemento pierda rigidez y se plastifique; (Figura 3.2).

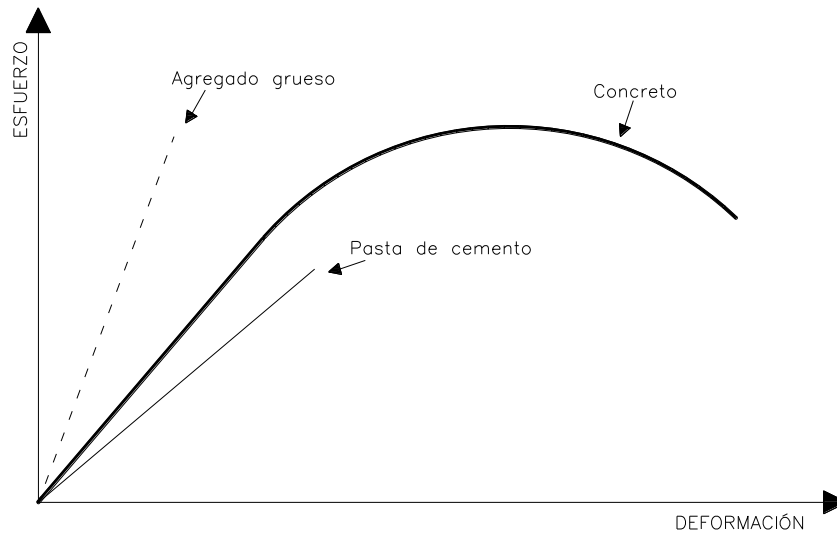


Figura 3.2. Curva esfuerzo-deformación del concreto y sus constituyentes [adaptada de R. Park y T. Paulay (1983)].

Para diferentes resistencias nominales del concreto se observa que mientras más alto sea este valor, la curva esfuerzo deformación presenta una rigidez inicial mayor, con lo que su intervalo de linealidad aumenta, sin embargo la ductilidad se reduce debido a que su deformación ultima disminuye (Figura 3.3). Para un concreto de resistencia normal el comportamiento bajo compresión axial puede representarse satisfactoriamente mediante una curva parecida a una parábola, sin embargo, para el concreto alta resistencia la curva necesita de una ecuación un poco más compleja.

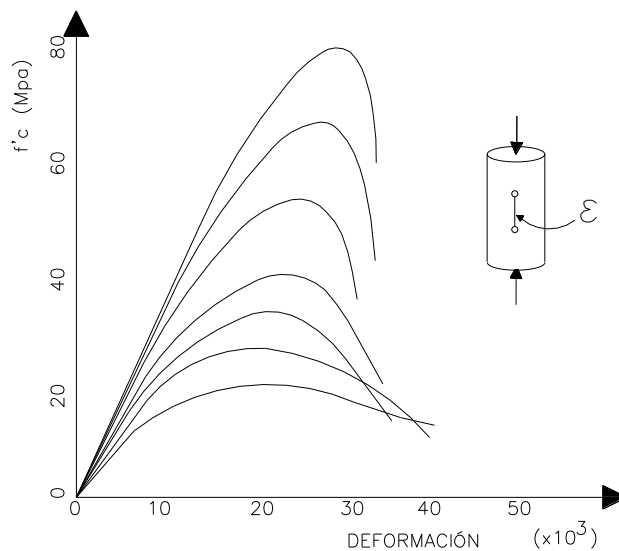


Figura 3.3. Curvas esfuerzo-deformación típicas para diferentes resistencias del concreto [adaptada de Punshi (2003)].

### 3.2.2 COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO BAJO COMPRESIÓN MULTIAXIAL

El efecto de confinamiento en un elemento de concreto se aproxima bastante al de una probeta sujeta a compresión multidireccional, este efecto puede ser logrado sometiendo un cilindro bajo presión hidráulica (o aceite) a través de una prueba dentro de una cámara triaxial (Figura 3.4). Mediante los experimentos realizados por autores como Richart y Balmer, en 1928 y 1949 (Vikram, 2003), se concluyó que la presión de confinamiento incrementa notablemente la resistencia y la rigidez del concreto, la deformación asociada al esfuerzo máximo es mucho mayor que la de un espécimen sin confinar y con ello la ductilidad también posee un incremento favorable. El grado de confinamiento que tenga el concreto puede producir diferente comportamiento; por ejemplo, si se trata de un bajo confinamiento, el concreto se comportará de forma cuasifrágil y si el esfuerzo de confinamiento es alto tendrá un comportamiento plástico con zona de endurecimiento, disminuyendo el agrietamiento y cambiando el modo de falla de ruptura por aplastamiento.

A lo largo de los años los investigadores han indagado en las diversas técnicas para alcanzar un confinamiento efectivo, con objeto de conocer la respuesta en elementos sujetos a carga axial de compresión y esfuerzos de flexión como es el caso de columnas; a partir de ello han propuesto numerosos modelos analíticos y numéricos.

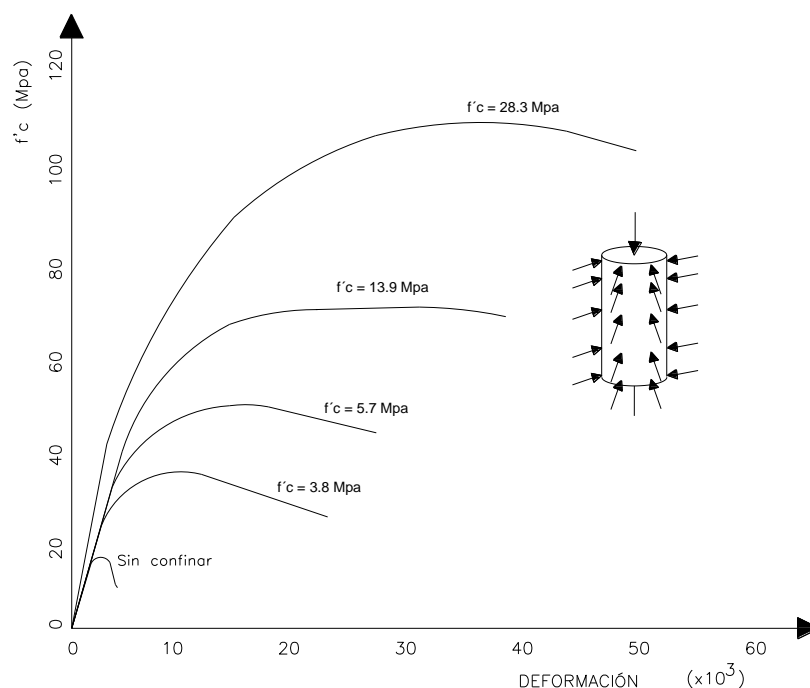


Figura 3.4. Curvas esfuerzo-deformación para cilindros sujetos a compresión multiaxial a través de confinamiento hidráulico [Adaptada de Vikram (2003)].



### 3.3 CONFINAMIENTO DE COLUMNAS

#### 3.3.1 COLUMNAS DE CONCRETO CONFINADAS CON ESTRIBOS DE ACERO

El concreto reforzado con barras de acero puede dividirse en dos componentes: el núcleo y el recubrimiento; idealizándose como dos materiales distintos. Por lo general, ambas partes se comportan de forma similar en el tramo de ascenso de la curva-esfuerzo deformación, es así que el efecto del confinamiento no toma parte durante este lapso de la historia de carga, sin embargo, su efecto se vuelve importante una vez que se alcanza el esfuerzo pico en el núcleo.

El concreto sin confinar del recubrimiento está sujeto principalmente a esfuerzos de compresión y es la parte más débil de la columna. Por otro lado, algunas partes entre el recubrimiento y los estribos quizá presenten pequeños esfuerzos de tensión que actúan perpendicularmente a la superficie del concreto, se cree que son el resultado de la no uniformidad de las deformaciones laterales dentro de la columna. Los estribos que confinan al núcleo de la columna también pueden generar diferentes niveles de tensión entre el núcleo y el recubrimiento, esto debido a que trata de separarlos en dos regiones divididas por el acero de confinamiento; como consecuencia de las grandes deformaciones axiales, en algún momento se presenta un área de debilidad.

Una vez que se alcanza un nivel de deformación considerable el recubrimiento pierde por completo su capacidad de soportar esfuerzos axiales y se presenta el desprendimiento del concreto. Cuando el concreto del recubrimiento se vuelve ineficiente, los esfuerzos en el núcleo alcanzan niveles críticos y se incrementan significativamente las deformaciones laterales del elemento.

Las deformaciones laterales grandes hacen que los estribos adquieran esfuerzos de tensión (intentan abrirse), entonces se activa la presión de confinamiento que ejerce sobre el núcleo una reacción de compresión, es en este momento que se genera un estado triaxial de esfuerzos.

Eventualmente las deformaciones excesivas causan que el acero de refuerzo alcance su punto de fluencia y posteriormente los esfuerzos axiales entran en el intervalo de descenso con lo que se pierde la capacidad de seguir soportando cargas axiales hasta que finalmente falla la columna.

En la Figura 3.5 se pueden visualizar algunos puntos que forman parte del proceso descrito anteriormente.

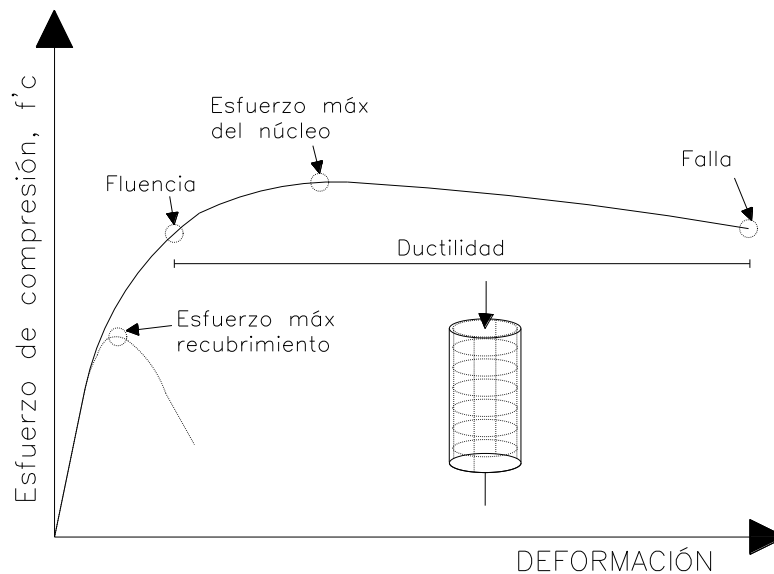


Figura 3.5. Comportamiento del recubrimiento y del núcleo (concreto confinado y no confinado).

Los antecedentes en columnas confinadas con acero transversal han mostrado que el concreto experimenta un incremento en su resistencia axial y además retrasa el punto de falla (ductilidad) en comparación con el concreto sin confinar.

El estado triaxial proporcionado por la carga axial y la presión de confinamiento no está distribuida homogéneamente en la columna, ya que entre cada uno de los espacios entre estribo y estribo el confinamiento pierde efectividad. Se determina que la efectividad del confinamiento principalmente está en función de tres variables: espaciado, cantidad y resistencia del acero transversal.

El confinamiento con acero transversal es mucho más efectivo en columnas circulares que en cuadradas o rectangulares (Figura 3.6), es decir, el arreglo del acero con bordes suavizados proporciona una mejor presión de confinamiento debido a la uniformidad y continuidad en toda su circunferencia. Por lo general una columna bien confinada puede contar con grapas transversales o en su caso espirales (zunchos), a través de este tipo de arreglos es que la columna puede alcanzar grandes ductilidades ya que puede mantener su capacidad de carga por un periodo prolongado; contrariamente, una columna mal confinada no es capaz de proporcionar una presión de confinamiento alta y el estado de esfuerzos se asemeja más al del concreto sin confinar.

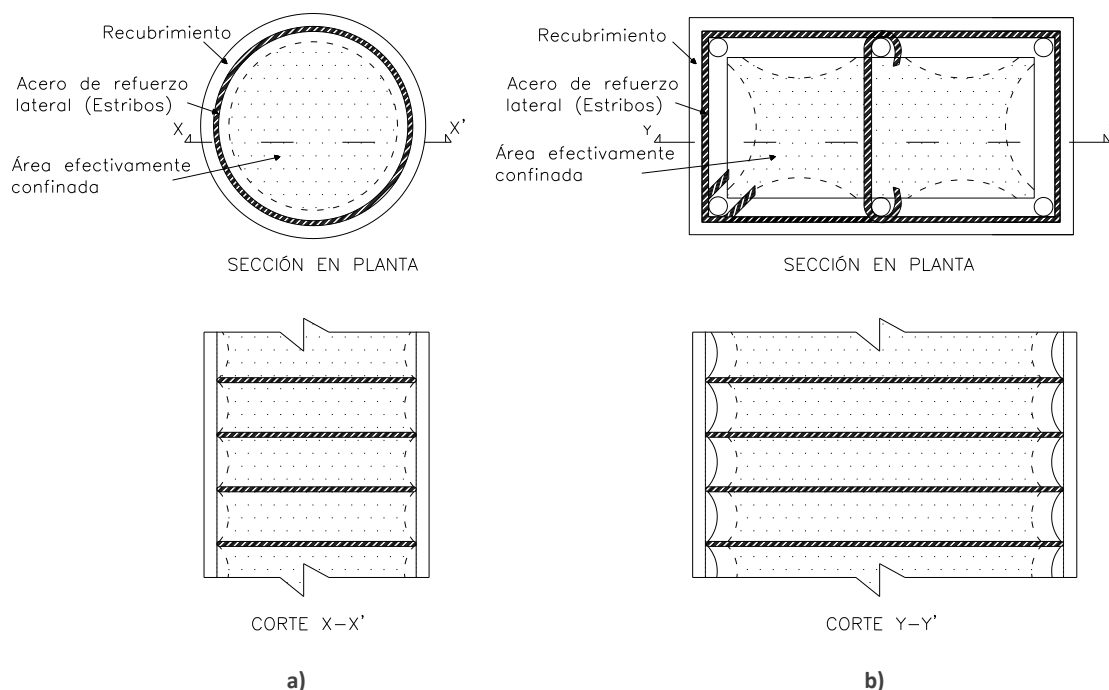


Figura 3.6. Áreas efectivas de confinamiento: a) columna circular y; b) columna cuadrada o rectangular.

### 3.3.2 TÉCNICAS DE CONFINAMIENTO NO CONVENCIONALES

A pesar de la obtención de mejores parámetros de diseño basados en desarrollo de modelos experimentales, se tiene un número grande de variables que no pueden ser controladas o estudiadas a fondo. Una de las partes esenciales del desarrollo de las pruebas experimentales ha sido el de determinar las relaciones constitutivas del concreto bajo un estado de esfuerzos multiaxial, estas relaciones son utilizadas en las columnas confinadas con refuerzo transversal.

De manera típica, el confinamiento de las columnas está dado por estribos perimetrales y grapas (traslapados o no) que poseen dobleces en sus extremos de 90, 135 ó hasta 180 grados y que cuentan con una longitud de desarrollo tal que se puedan anclar correctamente al núcleo.

Existen múltiples beneficios de utilizar acero estrechamente espaciado o traslapado, sin embargo, contar con ello puede ser causa de congestión y crea un problema de aspecto constructivo (Figura 3.7). El número de técnicas no convencionales de confinamiento crece año con año, no obstante las más utilizadas incluyen a las rejillas soldadas de acero reforzado, a las “double headed studs”, y las mallas reforzadas con fibras plásticas (FRP).

Algunas soluciones no convencionales se presentan empleando rejillas soldadas de acero reforzado que pueden eliminar tiempo y costo de construcción ya que reducen la cantidad de acero al no utilizar dobleces, traslapes o longitudes de desarrollo. Utilizar este tipo de mallas proporciona un mejor comportamiento en el intervalo inelástico ya que la presión de confinamiento es más uniforme, además previene la apertura de las grapas y proporciona un mejor soporte para el acero longitudinal (Figura 3.8).



Figura 3.7. Congestionamiento del acero de refuerzo en el armado de columnas y uniones con otros elementos [14].



a)



b)

Figura 3.8. Rejillas soldadas de acero reforzado. a) Comparación entre un arreglo acero transversal estándar y una rejilla soldada. b) Armado de una columna de acero reforzado con rejillas soldadas [15].

Existe otra solución a base de “doble headed studs” que proporciona ventajas similares a las rejillas en tiempo/costo pero además se elimina la congestión de acero. Las “cabezas” utilizadas varían en forma y tamaño (Figura 3.9).



Figura 3.9. Armado de elementos de concreto con barras de doble cabeza [16].

Una alternativa más consiste en confinar a las columnas de concreto reforzado utilizando mallas de fibras de plástico reforzado (FRP) a través de tiras continuas orientadas en una sola dirección, teniendo beneficios similares a las otras propuestas pero además presentando algunas otras ventajas: buena durabilidad, alta relación de resistencia contra peso, buena resistencia a la fatiga, una baja relación de pérdidas, etc. (Figura 3.10).

A principios de 1990 en confinamiento de columnas con FRP se volvió más popular, principalmente en Norteamérica, donde se ha venido utilizando como técnica de reparación o refuerzo. A diferencia del confinamiento convencional, del que se tiene un buen conocimiento, el concreto confinado con FRP bajo carga axial elevada presenta un incremento de deformaciones laterales grandes lo que conduce al incremento constante del esfuerzo lateral (pasivo), contrastando con el refuerzo convencional que permanece constante hasta la fluencia.



Figura 3.10. Columna de concreto confinada con FRP como técnica de refuerzo [17].

## 3.4 ENFOQUE DE DISEÑO POST 1970

### 3.4.1 PRINCIPIOS DE LA NUEVA FILOSOFÍA DE DISEÑO

Como resultado de las experiencias vividas en los sismos pasados, los códigos de diseño de puentes han desarrollado procedimientos más seguros y más conservadores para prevenir el colapso en puentes modernos durante la ocurrencia de temblores. Actualmente la filosofía de diseño sísmico está basada en la absorción y disipación de energía a través de deformaciones inelásticas. Razón por lo que se ha puesto especial atención a la ductilidad a flexión de las columnas de puentes y a la capacidad para soportar grandes cargas axiales bajo movimientos sísmicos intensos.

El propósito principal del nuevo enfoque de diseño es que los puentes se mantengan operativos después de la ocurrencia de un temblor, dejando claro que diseñar un puente para que no se dañe bajo la ocurrencia de un sismo fuerte (que tiene muy baja probabilidad de ocurrencia) es poco factible en términos económicos, es así que se acepta cierto nivel de daño pero no el colapso.

Los objetivos del nuevo enfoque de diseño se pueden alcanzar de distintas formas. Una de las alternativas consiste en proporcionar ductilidad a la estructura, es decir, diseñar bajo fuerzas menores pero proporcionar un detallado apropiado que permita a la estructura incursionar en el intervalo inelástico bajo grandes deformaciones, sin percibir degradación importante de resistencia o rigidez.

Una articulación plástica (Figura 3.11) está diseñada para permitir deformaciones inelásticas y a la vez proporcionar una gran disipación de energía pero manteniendo su capacidad bajo cargas verticales. Por lo tanto, bajo la ocurrencia de sismos fuertes, la columna inevitablemente se dañará en la región determinada pues fue diseñada para ello, sin embargo, debería poder ser reparada o en todo caso reemplazarse. De acuerdo con esta filosofía, el daño puede ocurrir en las pilas, pero la superestructura y la cimentación deben permanecer sin daño o con un daño ligero que sea rehabilitado fácilmente. En otras palabras, en las pilas se permiten deformaciones plásticas mientras que todos los demás componentes deberían permanecer sin deformaciones una vez que la acción de las fuerzas ha cesado.

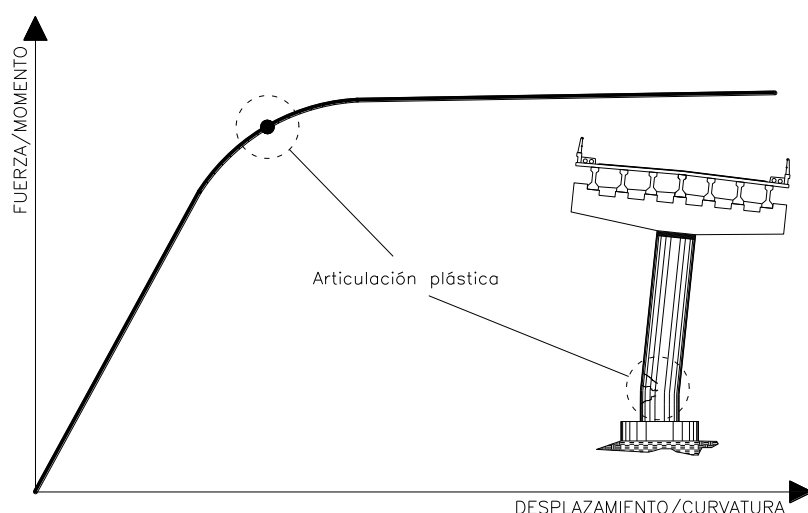


Figura 3.11. Daño en la parte baja de la pila por la formación de una articulación plástica.

A diferencia de la reglamentación anterior a 1970, los códigos actuales no solo solicitan que el elemento por individual tenga una resistencia adecuada, también deberá asegurarse una resistencia relativa de sus diferentes modos de falla, con el objetivo de que no se presente una combinación de modos con deformaciones inelásticas. Las deformaciones en el intervalo inelástico que no se contemplan pueden conducir a una falla por cortante o falla de anclaje. Una columna siempre es preferible que trabaje a flexión y una de las formas de garantizar que la resistencia de este modo de deformación no sea rebasada, puede lograrse proporcionando una resistencia mayor a las acciones asociadas la sobrerresistencia a flexión, es decir, principalmente por cortante. Con ello se pretende alcanzar los mecanismos post elásticos y el comportamiento dúctil de forma local en el elemento.

Las normas que manejan el diseño por capacidad solicitan que la o las zonas de articulaciones plásticas estén bien definidas para que se pueda lograr el comportamiento viga débil y columna fuerte. El mecanismo de falla necesariamente debe manifestarse en el intervalo inelástico donde



las vigas de los marcos fallan dúctilmente y los otros elementos permanecen esencialmente en el intervalo elástico. Este es el tipo de comportamiento que se espera se presente globalmente en la mayoría de las estructuras, no obstante, los códigos antiguos basados en “el principio de diseño por esfuerzos de trabajo o esfuerzos admisibles” no poseían los requisitos necesarios para que se alcanzara este comportamiento y por ende un gran número de estructuras construidas podrían presentar vigas fuertes y columnas débiles.

### 3.4.2 DISEÑO POR CAPACIDAD APLICADO A PUENTES

Usualmente las pilas de los puentes son elegidas como los elementos efectivos para disipar la energía sísmica inducida, por lo tanto se deben detallar de forma adecuada las zonas de articulaciones plásticas en los extremos de las columnas, es decir, donde los momentos son máximos para carga lateral.

Como se mencionó anteriormente, el diseño de los elementos debe contemplar el cortante asociado a la sobrerresistencia de las columnas a flexión como consecuencia de la formación de las articulaciones plásticas. El principio del diseño por capacidad consiste en calcular la sobrerresistencia empleando factores que tomen en cuenta valores más altos que la resistencia nominal del elemento e indicar el modo de falla a la estructura global. Las fuentes de sobrerresistencia son bastas, sin embargo las más importantes son: la resistencia del material más allá de sus valores de diseño, conservacionismo en las ecuaciones de diseño a flexión, modos superiores de vibrar y amplificación dinámica además de la utilización de factores de reducción, velocidad de aplicación de la carga, redistribución de momentos, etc.

Para mitigar la falla frágil por cortante se debe asegurar que la resistencia a fuerza cortante sea más alta que la correspondiente a la resistencia a la flexión máxima. Las fuerzas cortantes de diseño, por lo tanto, no están relacionadas directamente con las fuerzas inerciales horizontales especificadas en los códigos y pueden ser mayores que estas dependiendo del grado de conservacionismo adoptado en el diseño por flexión.

En la Figura 3.12 se trata de ilustrar la importancia del enfoque de diseño por capacidad para la estimación de la fuerza cortante de diseño en un puente que posee una sola pila con una columna circular; si el armado de la columna es simétrico se tendrá la misma resistencia en cualquier dirección. Las fuerzas de diseño, longitudinal y transversalmente ( $V_L$  y  $V_T$ ) ya han sido calculadas de acuerdo a los requisitos de análisis de alguna norma.

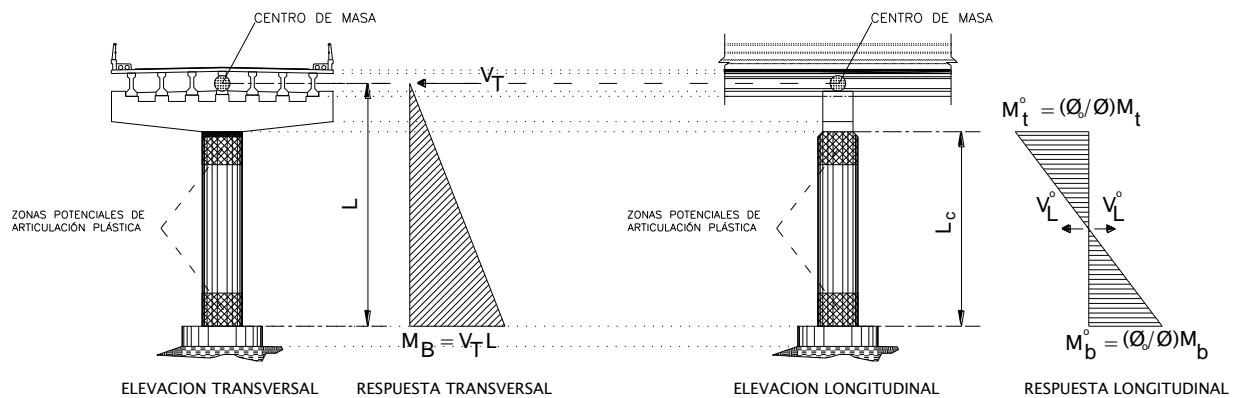
La pila presentará una deformación en doble curvatura en la dirección longitudinal mientras que en la dirección transversal se puede idealizar como un S1GL (en voladizo) y la rigidez longitudinal será mucho mayor que la transversal debido al sistema del tablero. En general  $V_L$  es mayor que  $V_T$ , sin embargo la diferencia no es tan grande, por lo que el diseño en la base estará gobernado por la respuesta transversal,  $M_b$ ; mientras que en el extremo superior de la columna está sometido a un momento longitudinal,  $M_t$ .

De acuerdo con la perspectiva del diseño por capacidad, la fuerza de cortante que se utilizaría en el diseño sería la asociada a la dirección longitudinal ya que en ese sentido se tendría una mayor sobrerresistencia. Para una columna circular, la capacidad en ambas direcciones sería la misma, no obstante, la sobrerresistencia real a la flexión se espera que se desarrolle tanto



arriba como abajo de la columna para la dirección longitudinal aunque la demanda de ductilidad en la base quizá sea menor.

La relación entre el factor de reducción  $\phi=0.9$  y el factor de sobrerresistencia a la flexión  $\phi_0$  se encuentra típicamente entre  $\phi_0/\phi \geq 1.4$  ó  $1.6$  para barras de grado 40 y 60 respectivamente. Entonces, en la dirección longitudinal se tendrá una fuerza cortante,  $V_{OL}$ , como resultado de la formación de la articulación tanto arriba como abajo, con valores típicos de más del doble de la magnitud inicial  $V_L$ , concluyendo que si se toma en cuenta este incremento se podrá presentar una falla frágil por cortante.



Momento en la base:  $M_B = V_T L$

Momento en el extremo superior:  $M_t = V_L L_c / 2$

Resistencia confiable > Momentos aplicados:

$$\phi M_{ib} = M_b$$

$$\phi M_{it} = M_t$$

Calcular la fuerza de diseño de acuerdo con el enfoque por capacidad:

Respuesta transversal  
Articulación plástica solo en la base

$$V_T^o = (M_b / L) (\phi_0 / \phi) = V_T (\phi_0 / \phi)$$

Respuesta Longitudinal

Articulación plástica en la base y en la parte superior

$$V_L^o = (\phi_0 M_{ib} + \phi M_{it}) / L_c = (\phi_0 / \phi) (M_{ib} + M_t) / L_c$$

Figura 3.12. Estimación de la fuerza cortante máxima utilizando los principios del diseño por capacidad [readaptada de Verma (1993)].

### 3.5 CARACTERIZACIÓN DE UNA COLUMNA

Para poder entender de mejor forma el comportamiento de una columna de concreto reforzado bajo diferentes acciones, conviene caracterizarla a través de la elaboración de ciertos análisis. Para conseguir desarrollar dichos análisis es necesario establecer algunas hipótesis de acuerdo con el tipo de procedimiento que se está llevando a cabo.

Por lo general, la metodología consiste en una serie de pasos y ecuaciones, otras ocasiones se utilizan simplificaciones que ya cuentan con algún sustento en ensayos hechos por los investigadores con el paso de los años.

Existen diversas formas de evaluar la respuesta de una columna, algunas de ellas mejores que otras, tal es el caso del cálculo de la curva esfuerzo-deformación, el cálculo del diagrama de interacción (P-M) y el cálculo del diagrama momento-curvatura (M- $\phi$ ).

Como regla general para el desarrollo de los procesos antes mencionados siempre será necesario conocer los modelos constitutivos de los materiales componentes del concreto reforzado: concreto sin confinar, concreto confinado y acero de refuerzo. Para secciones convencionales de concreto reforzado se tienen tres modelos constitutivos (Figura 3.13).

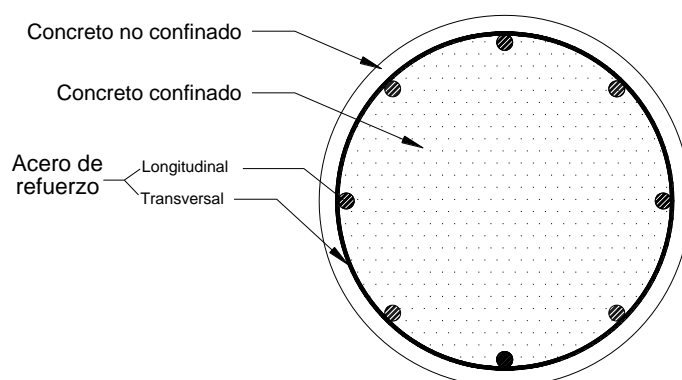


Figura 3.13. Materiales componentes de la sección transversal de una columna de concreto reforzado.

El concreto confinado es aquel que se encuentra delimitado por el acero de refuerzo transversal (estribos) en conjunto con las barras longitudinales. El efecto de confinamiento que le proporcionan los estribos hace que su resistencia llegue a duplicar o sobrepasar a la resistencia del concreto sin confinar, además de permitir grandes deformaciones en comparación con el concreto no confinado. Es el material que en conjunto con el acero longitudinal le provee de ductilidad a la columna.

El concreto no confinado se refiere al material que se encuentra fuera del núcleo del elemento, por lo general tiene una resistencia mucho menor y es utilizado como recubrimiento para proteger al acero de refuerzo. Las propiedades del concreto sin confinar son empleadas para análisis y diseño elásticos o lineales, a pesar de que su resistencia es baja comparada con el concreto confinado.

El acero de refuerzo corresponde a las barras longitudinales y transversales. Su resistencia depende principalmente del tipo de aleación que se tenga y es denominada comúnmente con



el esfuerzo de fluencia mínimo de este. El tipo de varilla más utilizada en concreto reforzado es la corrugada grado 60 ( $f_y = 60 \text{ ksi} \approx 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ) con diámetros desde 3 hasta 12 octavos de pulgada. En la década de los 70 era común el uso de varillas de acero grado 40 ( $f_y = 40 \text{ ksi} \approx 2,800 \text{ kg/cm}^2$ ).

### 3.6 MODELO DE CONFINAMIENTO DE MANDER ET AL. (1988a).

Con el paso de los años los modelos de confinamiento que se encuentran en la bibliografía existente se han venido incrementando, sobre todo para el caso de secciones circulares. Algunos de los modelos son bastante refinados, otros solamente idealizados y, algunos más, muy simplificados. El pensar de los investigadores con respecto a uno u otro está dividido: algunos creen que un comportamiento bien caracterizado es sinónimo de realismo, mientras que otros opinan que la gran mayoría de las estructuras están diseñadas con base en simplificaciones que han resultado convenientemente satisfactorias y que las diferencias entre uno u otro modelo (salvo excepciones) son mínimas para efectos prácticos. En este proyecto se pretende utilizar un modelo que esté ampliamente aprobado por la comunidad ingenieril.

Mander, Priestley y Park en el año de 1988 publicaron el desarrollo de un modelo de esfuerzo-deformación para el concreto sujeto a compresión multiaxial proporcionado por el confinamiento del acero transversal. La motivación principal fue la comprensión y determinación del comportamiento post elástico y la ductilidad de las columnas cuando se presentaban movimientos sísmicos importantes, sabiendo que el buen confinamiento del núcleo de concreto jugaba un papel importante en su capacidad de rotación plástica, lo que a su vez le permite alcanzar una gran resistencia a la flexión para altas curvaturas, es decir, proporcionar ductilidad a la columna.

La investigación consistió en desarrollar un modelo unificado aproximado que fuera aplicable tanto a columnas circulares como a rectangulares. Originalmente el modelo esfuerzo-deformación está basado en una propuesta hecha por Popovics en el año de 1973 pero fue adaptada y comprobada mediante pruebas experimentales (Mander et al., 1988b).

Las ecuaciones desarrolladas permiten calcular la curva esfuerzo-deformación de columnas con secciones circulares o rectangulares bajo cargas estáticas o dinámicas (tasas de deformación) y monotónicas o cíclicas. Las secciones transversales pueden contener cualquier tipo de acero y casi cualquier tipo de configuración tanto longitudinal como transversal: aros circulares, espirales (zunchos), estribos cerrados con y sin grapas transversales. Las ecuaciones están desarrolladas con base en las características del acero de refuerzo transversal y longitudinal.

El comportamiento general de una columna; sea circular, rectangular o cuadrada, sometida a esfuerzos de compresión longitudinal a través de cargas externas se puede esquematizar en la Figura 3.14. Los puntos representativos constituyen la base de las ecuaciones. El concreto no confinado es aquel que se encuentra fuera de los estribos de acero y el concreto confinado dentro, aunque el confinamiento efectivo sea diferente.

Para determinar la resistencia a compresión del concreto confinado,  $f'_{cc}$ , se utiliza un modelo constitutivo que maneja una envolvente de resistencias últimas para esfuerzos multiaxiales a compresión, reconociendo que el comportamiento del concreto confinado bajo cargas cíclicas



se aproxima mucho a la curva obtenida con carga monotónica (Figura 3.15). Se adopta la envolvente de falla multiaxial de cinco parámetros descrita por William y Wranke (1975), debido a que proporciona una excelente concordancia con los datos de las muestras.

En el desarrollo de las expresiones, la resistencia del concreto sin confinar,  $f'_{co}$ , es la que comúnmente conocemos como  $f'_c$  y corresponde a la resistencia determinada mediante pruebas de compresión simple en cilindros de concreto bajo carga monotónica o cuasi-estática.

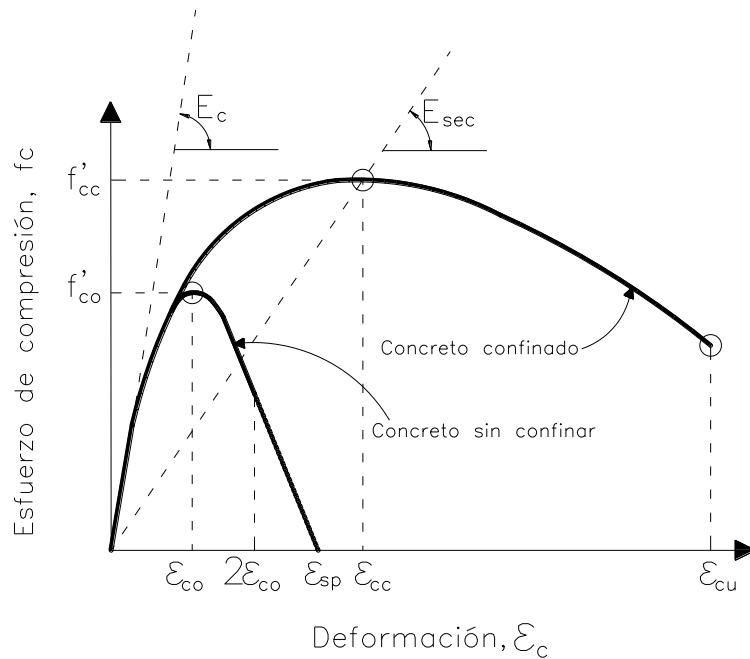


Figura 3.14. Modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado y no confinado.

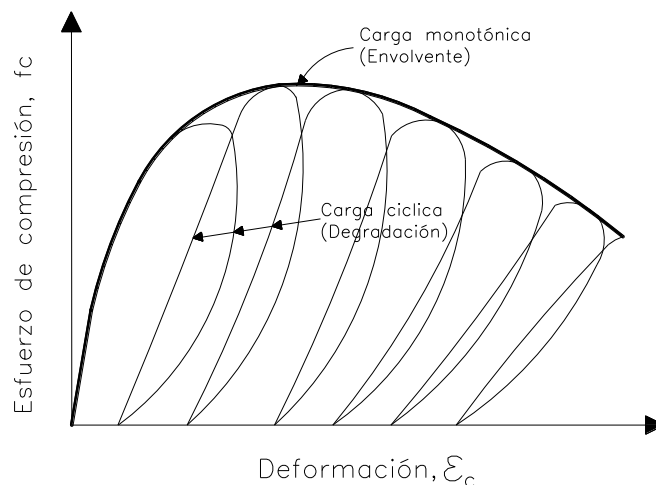


Figura 3.15. Curvas esfuerzo deformación con carga cíclica para cilindros de concreto en compresión axial.

### 3.6.1 CONCRETO CONFINADO



Los puntos a lo largo de la línea de la Figura 3.14 pueden ser calculados con las expresiones (3.1 a (3.4):

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

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3.3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.4)$$

En las expresiones anteriores:  $f_c$  es el esfuerzo de compresión en el punto de interés;  $f'_{cc}$  es la resistencia a compresión del concreto confinado y  $\varepsilon_{cc}$  la deformación asociada a ese punto ;  $\varepsilon_c$  es la deformación longitudinal de compresión en el punto de interés;  $f'_{co}$  y  $\varepsilon_{co}$  son la resistencia a compresión del concreto sin confinar y su deformación asociada;  $E_c$  es el módulo de elasticidad tangente del concreto y  $E_{sec}$  es el módulo de elasticidad secante.

En México, el valor de diseño adoptado para el módulo de elasticidad del concreto,  $E_c$ , depende principalmente de la calidad de los materiales y de la resistencia del concreto sin confinar, variando desde 8000 a 14000  $\sqrt{f'_{co}}$ . En la propuesta del autor se utiliza 5000  $\sqrt{f'_{co}}$  en Mpa, lo que sería equivalente a 16000  $\sqrt{f'_{co}}$  en kg/cm<sup>2</sup>, el cual es un valor alto para el concreto de nuestro país. El diseñador deberá emplear su propio criterio.

Existen varios criterios para determinar la deformación asociada a la resistencia del concreto sin confinar,  $\varepsilon_{co}$ , Richart et al., sugirieron en 1928 que podía utilizarse 0.002 y ha sido aceptado a lo largo de los años como un buen valor de diseño. En el "Bridge Engineering Handbook" (Chen y Duan, 2000) se puede encontrar la siguiente ecuación:  $\varepsilon_{co} = 2f'_{co}/E_c$ , con la que se obtienen deformaciones en el intervalo de 0.0020 a 0.0049 para el caso de concretos normales y con diferentes módulos de elasticidad y donde también es necesario el criterio del diseñador. El cálculo por resistencia, como se verá más adelante, maneja una deformación de 0.003, aunque las deformaciones generalmente sean mayores, el momento resistente no se incrementa de forma importante.



Al igual que la deformación asociada a la resistencia del concreto sin confinar, la deformación correspondiente a la resistencia última del concreto confinado,  $\epsilon_{cu}$ , ha sido motivo de discusión entre varios investigadores a lo largo de los años. Existen diferentes criterios para determinar el punto final de la curva esfuerzo-deformación. Por ejemplo, Mander et al. (1988a), sugieren que sea calculada empleando un balance de energías entre el concreto confinado y el acero transversal a través de integrales para determinar la fractura del primer estribo, donde teóricamente la sección alcanza su deformación última y falla ya que el acero no es capaz de confinar adecuadamente y las deformaciones se vuelven excesivas. Chai et al. (Chen y Duan, 2000), también utilizan un enfoque energético y proponen unas expresiones que dependen del tipo de refuerzo en función de la deformación de desprendimiento del recubrimiento (usualmente 0.003 a 0.005) y otros factores de integración. Otros autores presentan expresiones más conservadoras y simplistas sabiendo que los valores calculados oscilan entre 0.012 y 0.05.

La ecuación (3.5) corresponde a la propuesta de Priestley et al. (2007), los valores obtenidos con esta expresión son conservadores y para acciones diferentes a la compresión pura pueden alcanzarse valores entre 1.3 a 1.6 veces el valor obtenido; por ejemplo en las zonas de conexiones, como zapatas y cabezales. No obstante para un estado límite de control de daños se adecua razonablemente (Priestley et. al., 2007).

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \tag{3.5}$$

De las expresiones anteriores: La constante 0.004 está asociada con la deformación mínima en la que se desprende el recubrimiento;  $\rho_s$  es la relación volumétrica entre el acero transversal y el núcleo de concreto contenido entre estribos;  $f_{yh}$  es el esfuerzo de fluencia del acero transversal;  $\epsilon_{su}$  es la deformación última del acero de refuerzo;  $f'_{cc}$  corresponde a la resistencia del concreto confinado.

El valor de la deformación última depende del modelo constitutivo utilizado para el acero y el grado de seguridad adoptado, el comportamiento puede variar dependiendo del diámetro de la varilla y el país de producción.

El módulo de elasticidad secante,  $E_{sec}$ , se obtiene a través de una relación por triángulos semejantes y ángulos pequeños (Figura 3.14), como se presenta en la expresión:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \tag{3.6}$$

La solución general del criterio de falla multiaxial para determinar la resistencia a compresión del concreto confiado cuando se le aplican fuerzas iguales de confinamiento lateral se calcula dependiendo del tipo de sección transversal. Como se ha mencionado anteriormente, el efecto



de confinamiento lateral solo es efectivo en cierta área dentro del núcleo debido al efecto de arqueado (Figura 3.6). En este modelo el núcleo de concreto está medido a centro de estribo.

Entonces, las siguientes expresiones se relacionan con las áreas de confinamiento y confinamiento efectivo:

$$f'_l = f_l k_e \quad (3.7)$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (3.8)$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (3.9)$$

En las expresiones anteriores:  $f'_l$  es el esfuerzo efectivo de confinamiento lateral;  $f_l$  es la presión lateral del refuerzo transversal;  $k_e$  es el coeficiente de confinamiento efectivo;  $A_e$  es el área efectivamente confinada;  $A_{cc}$  es el área neta del concreto confinado (sin acero);  $A_c$  es el área del núcleo;  $\rho_{cc}$  es la cuantía de acero longitudinal con relación al área del núcleo.

El área efectiva de confinamiento en columnas circulares depende principalmente del tipo de estribos que se utilizan, así como de su diámetro (o área) y de la separación vertical entre ellos; por otro lado para las columnas rectangulares o cuadradas, se pueden llegar a tener diferentes porcentajes de acero transversal en ambas direcciones transversales, por lo que las presiones laterales se calculan para diferentes direcciones.

En los siguientes apartados se encuentran las expresiones para determinar la resistencia a compresión del concreto confinado en función de su presión lateral efectiva y de acuerdo con el tipo de sección transversal.

### 3.6.1.1 SECCIONES CIRCULARES

Para secciones circulares confinadas con estribos circulares o con espirales, la resistencia del concreto confinado se calcula con la ecuación:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{\frac{1 + 7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (3.10)$$

En la expresión anterior:  $f'_{cc}$  es la resistencia a compresión del concreto confinado;  $f'_{co}$  es la resistencia a compresión del concreto sin confinar;  $f'_l$  es el esfuerzo efectivo de confinamiento lateral.



Las expresiones complementarias se presentan en las ecuaciones (3.11 a (3.14):

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \quad (3.11)$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{d_s s} \quad (3.12)$$

Cuando se tienen espirales:

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left( d_s - \frac{s'}{2} \right)^2 \quad (3.13)$$

Cuando se tienen estribos circulares:

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left( d_s^2 - \frac{s'^2}{2} \right) \quad (3.14)$$

En las expresiones anteriores:  $f_l$  es la presión lateral del refuerzo transversal;  $\rho_s$  es la relación volumétrica entre el acero transversal y el núcleo de concreto contenido entre estribos;  $f_{yh}$  es el esfuerzo de fluencia del acero transversal;  $A_{sp}$  es el área transversal de un estribo;  $A_e$  es el área efectivamente confinada;  $d_s$  es el diámetro del núcleo de concreto;  $s$  es la separación entre estribos centro a centro;  $s'$  es la separación libre entre estribos.

### 3.6.1.2 SECCIONES RECTANGULARES

La resistencia del concreto confinado para secciones rectangulares es obtenida a partir de la relación gráfica de la Figura 3.16. La relación de la resistencia del concreto confinado con la del concreto no confinado está en función de las presiones de confinamiento lateral para ambos lados de la sección.

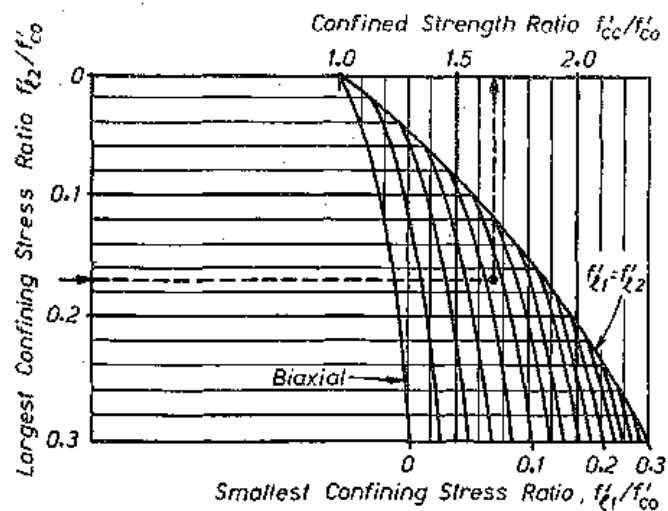


Figura 3.16. Determinación de la resistencia del concreto confinado [tomada de Mander et al., 1988a].

De forma alternativa a la gráfica y para efectos prácticos, las relaciones anteriores se han representado a través de ecuaciones que cuentan con una excelente aproximación (Chen y Duan, 2000). Algunas de las expresiones originales tenían errores en algunos signos y variables; las expresiones correctas son:

$$f'_{cc} = \left\{ A \left( \frac{f'_{lx}}{f'_{co}} \right)^2 + B \frac{f'_{lx}}{f'_{co}} + C \right\} f'_{co} \quad \text{si } f'_{ly} < f'_{lx}; f'_{ly} \leq 0.15 \quad (3.15)$$

$$f'_{cc} = \left\{ D \left[ \frac{\left( \frac{f'_{ly} - f'_{lx}}{f'_{co}} \right)}{0.3 - \frac{f'_{ly}}{f'_{co}}} \right] + C \right\} f'_{co} \quad \text{si } f'_{ly} < f'_{lx}; f'_{ly} > 0.15 \quad (3.16)$$

$$f'_{cc} = \{C\} f'_{co} \quad \text{si } f'_{ly} = f'_{lx} \quad (3.17)$$

Donde las constantes A, B, C y D se calculan como:

(3.18)

$$A = 196.5 \left( \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} \right)^2 + 29.1 \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} - 4$$



$$B = -69.5 \left( \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} \right)^2 - 8.9 \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} + 2.2 \quad (3.19)$$

$$C = -6.83 \left( \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} \right)^2 + 6.38 \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} + 1 \quad (3.20)$$

$$D = -1.5 \left( \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} \right)^2 - 0.55 \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} + 0.3 \quad (3.21)$$

Las expresiones complementarias (ecuaciones (3.22) a (3.28)) para el cálculo de la curva esfuerzo-deformación en secciones rectangulares o cuadradas están basadas en las dimensiones descritas en la Figura 3.17.

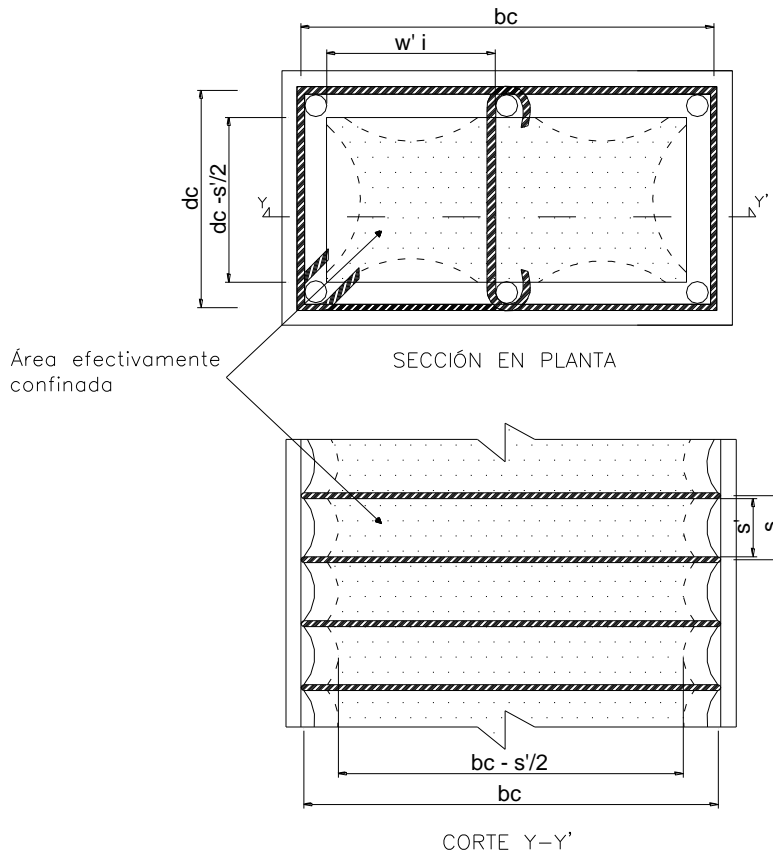


Figura 3.17. Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular/cuadrada.



$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \quad (3.22)$$

$$A_e = (b_c d_c - A_i) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) \quad (3.23)$$

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (3.24)$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad (3.25)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c} \quad (3.26)$$

$$f_{lx} = \rho_x f_{yh} \quad (3.27)$$

$$f_{ly} = \rho_y f_{yh} \quad (3.28)$$

En las expresiones anteriores:  $A_i$  es el área de concreto confinada ineffectivamente;  $w_i'$  es la distancia libre "i" entre barras adyacentes de acero longitudinal;  $A_e$  es el área efectivamente confinada;  $b_c$  es la distancia larga y  $d_c$  es la distancia corta, ambos medidos centro a centro de estribos;  $s$  es la separación entre estribos centro a centro;  $s'$  es la separación libre entre estribos;  $\rho_s$  es la relación volumétrica entre el acero transversal y el núcleo de concreto contenido entre estribos;  $\rho_x$  es la cuantía del acero transversal de confinamiento en dirección "x";  $\rho_y$  es la cuantía del acero transversal de confinamiento en dirección "y";  $A_{sx}$  es el área total de acero transversal en dirección "x";  $A_{sy}$  es el área total de acero transversal en dirección "y";  $f_{lx}$  es la presión lateral de confinamiento del concreto en dirección "x";  $f_{ly}$  es la presión lateral de confinamiento del concreto en dirección "y";  $f_{yh}$  es el esfuerzo de fluencia del acero transversal.

Las expresiones anteriores han sido comprobadas mediante pruebas experimentales (Mander et al., 1998b) cuando las columnas cuentan con estribos cerrados, con o sin grapas (cross ties), pero no se menciona el criterio para determinar la cuantía de acero transversal en secciones que presentan anillos adicionales, o cuando se tienen estribos no perpendiculares entre ellos y/o no paralelos a los lados de la sección.

Una de las opciones consiste en despreciar aquellas ramas de acero que no actúen en toda la longitud de la sección, subestimando la presión de confinamiento que pueden aportar. Otra opción consiste en realizar un análisis más elaborado en el que se encuentre al área

efectivamente confinada a través de las parábolas u otras formas geométricas resultantes del arreglo. La opción que parece ser más viable consiste en encontrar la proporción en la que actúa el acero adicional a los estribos perimetrales y así determinar la cuantía; por ejemplo la sección de la Figura 3.18a tendrá  $A_{sx} = 2.6A_b$  y  $A_{sy} = 4A_b$ .

Por otra parte, cuando se tienen estribos no ortogonales se propone encontrar las componentes de éste que actúan en cada una de las direcciones principales (equivalente a obtener las cuantías en los ejes girados); por ejemplo la sección de la Figura 3.18b tendrá  $A_{sx} = A_{sy} = A_b \left( 2 + 4 \frac{L_e}{b_c} \cos \beta \right)$ .

Cuando la sección transversal cuenta con diferentes diámetros de acero transversal puede simplificarse utilizando un diámetro equivalente al área de acero y que además mantenga la proporción con las dimensiones geométricas.

Debe aclararse que ninguna de las propuestas descritas anteriormente ha sido comprobada experimentalmente en este proyecto.

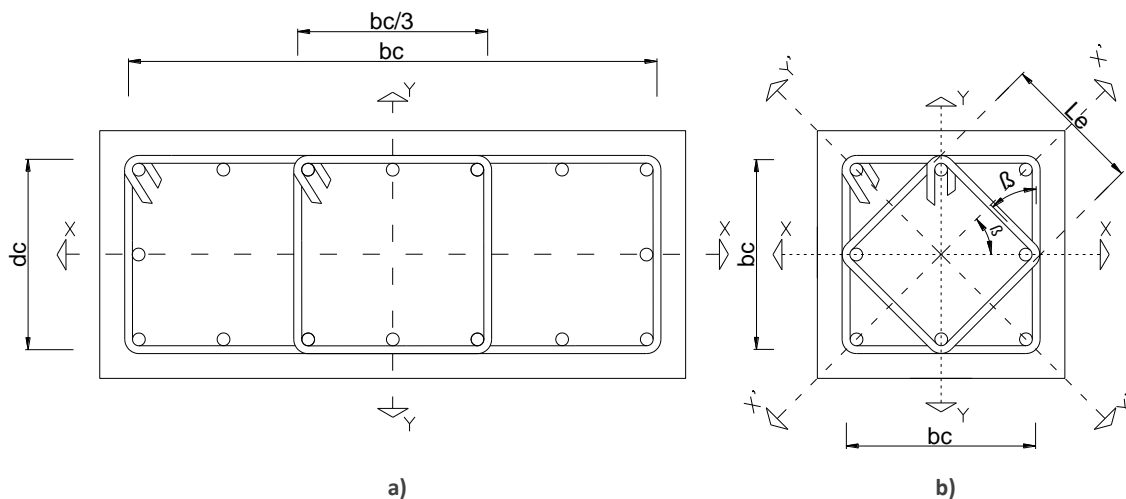


Figura 3.18. Criterios para considerar el área de acero transversal: a) columna con anillos adicionales y; b) anillos no ortogonales.

### 3.6.2 CONCRETO NO CONFINADO

Una de las ventajas del modelo de Mander et al. (1988a) es que puede utilizarse el mismo modelo para concreto confinado y no confinado. La curva esfuerzo-deformación para concreto sin confinar puede obtenerse con las mismas ecuaciones pero haciendo el esfuerzo efectivo de confinamiento lateral igual a cero,  $f_l' = 0$ , es decir que las resistencias del núcleo y del recubrimiento serán las mismas, a manera de simplificación:  $f_{cc}' = f_{co}'$ . Además, Cuando la deformación sea mayor al doble de la deformación asociada a la resistencia del concreto sin confinar,  $\epsilon_c > 2\epsilon_{co}$ , se tendrá un descenso en línea recta hasta alcanzar un esfuerzo cero



asociado con la deformación de desprendimiento,  $\varepsilon_{sp}$  cuyo valor normalmente se considera como 0.005 (Figura 3.14).

### 3.6.3 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA

El efecto de la tasa de deformación incrementa la rigidez inicial y la resistencia del concreto, pero decrece la cantidad de energía disipada (Figura 3.1).

Todas las expresiones del modelo de Mander et al. (1988a) descritas anteriormente están basadas en tasas de deformación bajas (cuasi-estáticas), pese a ello, las ecuaciones aún pueden ser aplicadas cuando se tienen velocidades de deformación altas, amplificando algunos parámetros del concreto sin confinar a través de algunos coeficientes.

Los valores de los parámetros amplificados pueden encontrarse con las ecuaciones:

$$(f'_{co})_{dyn} = D_f f'_{co} \quad (3.29)$$

$$(E_c)_{dyn} = D_E E_c \quad (3.30)$$

$$(\varepsilon_{co})_{dyn} = D_\varepsilon \varepsilon_{co} \quad (3.31)$$

En las expresiones anteriores:  $(f'_{co})_{dyn}$  es la resistencia del concreto sin confinar amplificada (resistencia dinámica);  $D_f$  es el factor de amplificación dinámica de resistencia;  $f'_{co}$  es la resistencia a compresión del concreto sin confinar bajo carga monotónica;  $(E_c)_{dyn}$  es el módulo de elasticidad amplificado (Módulo dinámico);  $D_E$  es el factor de amplificación dinámica del módulo de elasticidad;  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto;  $(\varepsilon_{co})_{dyn}$  es la deformación asociada a la resistencia del concreto sin confinar amplificada (deformación dinámica);  $D_\varepsilon$  es el factor de amplificación dinámica de la deformación;  $\varepsilon_{co}$  es la deformación asociada a la resistencia del concreto sin confinar bajo carga monótonica.

Los factores de amplificación dinámica se calculan de la siguiente manera:



$$D_f = \frac{1 + \left[ \frac{\varepsilon'_c}{0.035(f'_{co})^2} \right]^{1/6}}{1 + \left[ \frac{0.00001}{0.035(f'_{co})^2} \right]^{1/6}} \quad (3.32)$$

$$D_E = \frac{1 + \left[ \frac{\varepsilon'_c}{0.035(f'_{co})^3} \right]^{1/6}}{1 + \left[ \frac{0.00001}{0.035(f'_{co})^3} \right]^{1/6}} \quad (3.33)$$

$$D_\varepsilon = \frac{1}{3D_f} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{3D_f^2}{D_E}} \right) \quad (3.34)$$

En las expresiones anteriores:  $\varepsilon'_c$  es la tasa de deformación en  $s^{-1}$ ;  $f'_{co}$  es la resistencia del concreto no confinado en Mpa (1 Mpa = 10.1936 kg/cm<sup>2</sup>).

### 3.7 MODELO PARA EL ACERO DE REFUERZO

Los modelos para el acero de refuerzo se representan a través de curvas esfuerzo-deformación de pruebas axiales de compresión/tensión. Cuando el acero está bien restringido lateralmente, como es el caso de una varilla corrugada ahogada en una columna de concreto, se acepta un comportamiento en compresión como “espejo” de la tensión ya que no se presenta pérdida aparente de resistencia o estabilidad. El problema de pandeo debe revisarse.

Al igual que el concreto en compresión, las curvas esfuerzo deformación para diferentes resistencias del acero poseen un comportamiento variable pero el módulo de elasticidad no es muy sensible ( $\sim 2.06 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>). Para aceros con mayor cantidad de carbono, la resistencia aumenta pero también la ductilidad disminuye como consecuencia de la pérdida pronunciada en el tramo de descenso después de que se alcanza la máxima resistencia; además de que el punto de fluencia no está bien definido, la falla se presenta a relativamente a bajas deformaciones. Este tipo de problemas es común en el acero de alta resistencia empleado en los torones de concreto pres o postensado.

La Figura 3.19 corresponde a la curva típica esfuerzo deformación empleada en ingeniería para una varilla grado 60. El comportamiento real del acero puede variar en algunas regiones, incluso



presentar varios puntos de fluencia. Algunas ocasiones al punto de esfuerzo máximo se le denomina como “esfuerzo último”, mientras que al esfuerzo último se le nombra “esfuerzo en la falla”.

El comportamiento de forma general se puede dividir en dos grandes regiones: comportamiento elástico y comportamiento plástico, y se puede clasificar en varias zonas. La pendiente inicial de ascenso corresponde a la zona elástica en donde la Ley de Hooke puede aplicarse, justo antes de que la sección comience a plastificar se pierde el límite de proporcionalidad y posteriormente se presenta una meseta de fluencia que permanece sin un incremento aparente de resistencia; seguido de la meseta de fluencia se encuentra la zona de endurecimiento por deformación, es en esta zona que el acero alcanza valores de resistencia mucho mayores de los empleados comúnmente en el diseño; después de alcanzar su punto de esfuerzo máximo, el acero presenta un tramo de descenso hasta que finalmente falla.

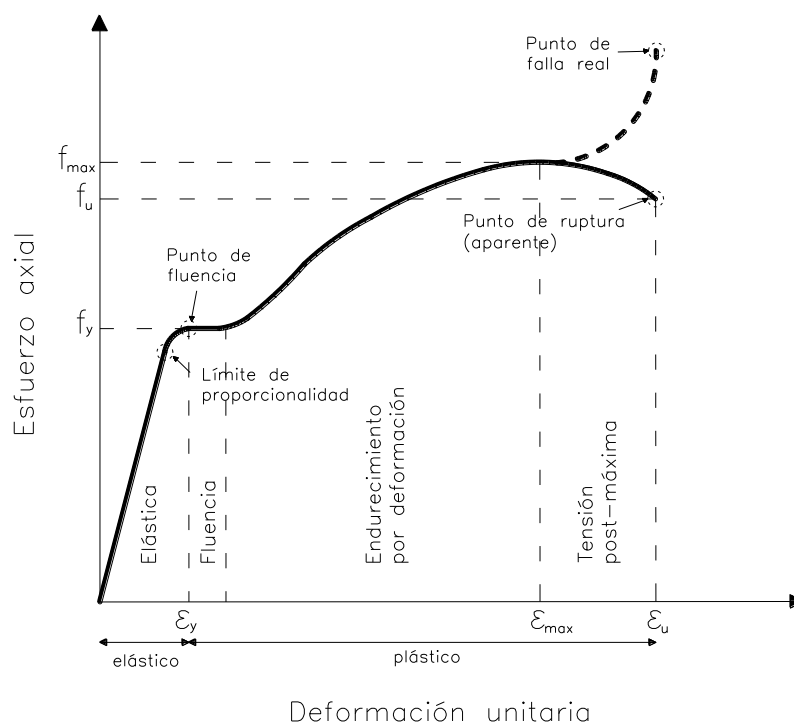


Figura 3.19. Curva típica del acero de refuerzo en elementos de concreto reforzado.

El modelo empleado corresponde a una fórmula de potencia que primeramente fue propuesto por Burns y Seiss, posteriormente adaptado por otros autores, entre ellos Mander et al. (Rodríguez Y Botero, 1996) quienes propusieron una formulación alterna para encontrar el comportamiento a partir de la terminación de la meseta de fluencia y hasta la deformación última. En este caso la deformación última también corresponde con la resistencia máxima ya que no se maneja un tramo de descenso.

Las expresiones para determinar los puntos de la curva esfuerzo-deformación del acero se presentan conforme un modelo trilineal: la primera parte es elástica lineal hasta alcanzar la deformación de fluencia; el segundo tramo corresponde a una línea horizontal recta sin aumento de resistencia que va desde la deformación de fluencia hasta el punto donde comienza



la zona de endurecimiento por deformación y; la tercera línea corresponde a la curva de potencia que comienza en el mismo punto donde termina la meseta de fluencia y finaliza en la deformación última. En este caso la deformación última corresponde al punto donde se alcanza la máxima resistencia y el tramo de descenso subsecuente se desprecia para efectos de cálculo.

Las ecuaciones (3.35 a (3.37 presentan las expresiones para las tres zonas con las que se pueden calcular todos los puntos de la curva esfuerzo-deformación:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \tag{3.35}$$

$$f_s = f_y \quad \text{si } \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \tag{3.36}$$

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[ \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right]^P \quad \text{si } \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \tag{3.37}$$

En las expresiones anteriores:  $f_s$  y  $\varepsilon_s$  corresponden al esfuerzo del acero y su deformación asociada en cualquier punto de la curva;  $f_y$  y  $\varepsilon_y$  corresponden al esfuerzo de fluencia del acero y su deformación asociada;  $\varepsilon_{sh}$  es la deformación al inicio de la zona de endurecimiento por deformación;  $f_{su}$  y  $\varepsilon_{su}$  corresponden al esfuerzo esfuerzo último (en la falla) del acero y su deformación asociada;  $P$  es el factor de potencia en la región de endurecimiento por deformación.

De forma práctica el límite de proporcionalidad, para varillas grado 60, se asocia con una deformación  $\varepsilon_y = 0.002$  y su esfuerzo de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , como consecuencia su módulo de elasticidad es de  $E_s = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$ . Las aseveraciones anteriores pueden variar de acuerdo al criterio del diseñador, sin embargo se ha observado que los valores del módulo de elasticidad son similares, aun tratándose de varillas de distinto grado, por lo que pueden considerarse contantes para efectos prácticos. Si se desea obtener una curva un poco más realista deberán considerarse las propiedades del fabricante.

Los valores de los parámetros de le ecuación 3.38 son obtenidos de forma experimental o de acuerdo con los valores del fabricante. El factor de potencia puede ser determinado a través de un método regresivo utilizando diferencias finitas.

La Tabla 3.1 presenta los parámetros para los aceros mexicanos de grado 60 (Rodríguez y Botero, 1996). Debe observarse que los valores de fluencia de las barras grado 60 están muy por encima del esfuerzo nominal típico, no obstante la pendiente inicial se considera igual al caso teórico.

Tabla 3.1. Parámetros típicos de los aceros mexicanos grado 60.

Parámetro	Barras de diámetro grande ( $\phi \geq 1/2''$ )	Barras de diámetro pequeño ( $\phi < 1/2''$ )
$E_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2,100,000	2,100,000



$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4,577	4,609
$\epsilon_y$	0.002180	0.002195
$\epsilon_{sh}$	0.0088	0.006
$f_{su}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	7,491	7,436
$\epsilon_{su}$	0.1171	0.142
P	3.474	3.362

La Tabla 3.2 presenta los parámetros generales para los aceros grado 40 y grado 60, los cuales fueron propuestos al adaptar los valores de forma analítica; las curvas fueron ajustadas a la forma típica de éste tipo de barras. El ajuste para barras grado 40 se realizó debido principalmente a que cuando se trata de barras diferentes al grado 60 no es posible encontrar en la literatura dichos parámetros. Debe tenerse en cuenta que la curva obtenida con los valores de la Tabla 3.2 no necesariamente es la misma que presentan los aceros mexicanos.

Tabla 3.2. Parámetros generales para el acero grado 40 y grado 60 (todos los diámetros).

Parámetro	Grado 40	Grado 60
$E_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2,100,000	2,100,000
$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2,800	4,200
$\epsilon_y$	0.001333	0.002
$\epsilon_{sh}$	0.017	0.008
$f_{su}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4,900	6,450
$\epsilon_{su}$	0.16	0.13
P	2.0	2.5

### 3.8 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN P-M

Casi todas las estructuras reales presentan una serie de acciones que ocasionan en sus columnas una combinación de elementos mecánicos, como es el momento flexionante y la carga axial. Aunque las columnas estén típicamente pensadas para resistir cargas axiales de compresión, las excentricidades de dichas cargas pueden generar momentos flexionantes importantes.

Para su estudio las columnas se han dividido en dos grupos: columnas comunes y columnas esbeltas. Una columna común es aquella en la cual su resistencia está regida solamente por las propiedades de los materiales, las dimensiones de la sección transversal y la configuración del acero de refuerzo; por otro lado la resistencia en una columna esbelta, depende además del grado de esbeltez, ya que se produce una flexión adicional por las deformaciones transversales de esta, es decir, el efecto de no linealidad geométrica puede llegar a ser importante.



Las pilas de concreto en puentes tipo de la red federal de carreteras están limitadas a configuraciones por columnas comunes. Debido a lo “robusto” de las columnas, los problemas de inestabilidad o efectos de segundo orden, en primera instancia, no son considerados como factores que gobiernen al análisis o diseño.

Los elementos estructurales sometidos a esfuerzos de flexión pueden alcanzar su carga última de distintas formas, dependiendo primordialmente del porcentaje de refuerzo longitudinal utilizado, entre otras cosas. Obedeciendo la cantidad de acero se tienen fallas por compresión o por tensión. Un elemento de concreto subreforzado que falla en “tensión” en realidad no está fallando en tensión, sino que primero fluye el acero (sin fracturarse) y posteriormente se aplasta el concreto en compresión (falla final).

En las vigas, el tipo de falla está controlado por el acero comprendido entre los porcentajes mínimo y máximo. Como se pretende que el elemento sea dúctil no se permite que la resistencia sea menor a la del momento de agrietamiento (tensión) y se limita un porcentaje mínimo; por otro lado, para asegurar que el acero longitudinal fluya antes que se aplaste el concreto (falla en “tensión”) también se debe limitar el porcentaje máximo de acero. Acotar la cantidad de acero longitudinal tiene como objeto indicarle al elemento que, si así se requiere, falle dúctilmente.

En las columnas, que son elementos sujetos a flexocompresión, no es posible indicarle al elemento como fallar con sólo acotar el porcentaje de acero de la sección. Resulta más complicado orientar al concreto que falle en “tensión” (falla deseable) con solo limitar la cantidad de acero longitudinal. Aunque pueden presentarse ambos tipos de fallas o incluso una falla balanceada, estas no dependen del todo de la configuración de la sección transversal, sino que también del nivel de carga axial (y excentricidad) que se presenta, llegando incluso a ser un parámetro de mayor influencia. Estas son algunas de las razones por las cuales es mucho más difícil controlar el tipo de falla cuando se presenta una interacción entre la flexión y la carga axial.

La columna de la Figura 3.20, la cual posee solamente dos lechos de acero longitudinal, trata de ilustrar los tipos de falla posibles de una columna bajo la combinación de compresión axial y momento flexionante.

- La falla en compresión pura indica que toda la sección está sujeta a carga axial de compresión y no existe momento flector o no hay excentricidad de la carga (Figura 3.20a).
- La falla en compresión se presenta sin que el acero en tensión haya fluido presentándose un comportamiento frágil (Figura 3.20b).
- El punto de comportamiento balanceado es aquel donde se presenta la máxima resistencia a flexión y el concreto se aplasta al mismo tiempo que el acero en tensión fluye y la mayoría de las veces el de compresión también, el punto de falla balanceada es una propiedad de la sección (Figura 3.20c).
- La falla en tensión resulta un comportamiento mucho más deseable debido a la ductilidad que proporciona (Figura 3.20d).
- El punto de falla correspondiente a la flexión pura es aquel donde la suma de cargas se nulifica presentándose solo momento flector y generalmente ocurre cuando se



presentan grandes excentricidades de la carga axial o algún momento flector externo (Figura 3.20e).

- El punto de falla tensión pura indica que la sección está totalmente tensionada pero como el concreto no resiste tensiones solo se considera el acero longitudinal (Figura 3.20f).

Las diferentes configuraciones de momentos flexionantes y cargas axiales actuantes, requieren también de diferentes momentos y cargas resistentes de la sección transversal de la columna. De forma típica, la interacción entre el momento y la carga axial se representa esquemáticamente a través de un diagrama de interacción.

En la Figura 3.21 se presenta la forma general de un diagrama de interacción P-M considerando las resistencias nominales de la sección transversal, es decir, sin considerar los factores de reducción,  $\phi$ , que manejan los reglamentos. Los puntos principales de un diagrama de interacción son cuatro: tensión pura (a), flexión pura (b), comportamiento balanceado (c) y compresión pura (d). Sin embargo para poder trazarlo de una manera un poco más aproximada es necesario definir al menos otros tres puntos auxiliares correspondientes a los tramos entre los 4 puntos principales.

Regularmente las columnas de concreto reforzado no se diseñan para resistir cargas axiales de tensión, pero pueden existir acciones que lleven a este comportamiento. Algunos autores omiten la zona en tensión ya que se relaciona más con el acero longitudinal que con la baja resistencia del concreto en sí (zona achurada de la Figura 3.21).

Los puntos que forman la curva corresponden a la resistencia última que puede alcanzar (estado inminente de falla), cualquier combinación de carga axial y momento flexionantes que caiga dentro del área que delimitan esos puntos estarán en la zona de seguridad.

Puede observarse que existe una zona benéfica por carga axial de compresión que hace que el momento resistente se incremente a partir de la flexión pura y hasta el comportamiento balanceado. A partir de la falla balanceada se pueden establecer las zonas de falla: en compresión (hacia arriba) y en tensión (hacia abajo).

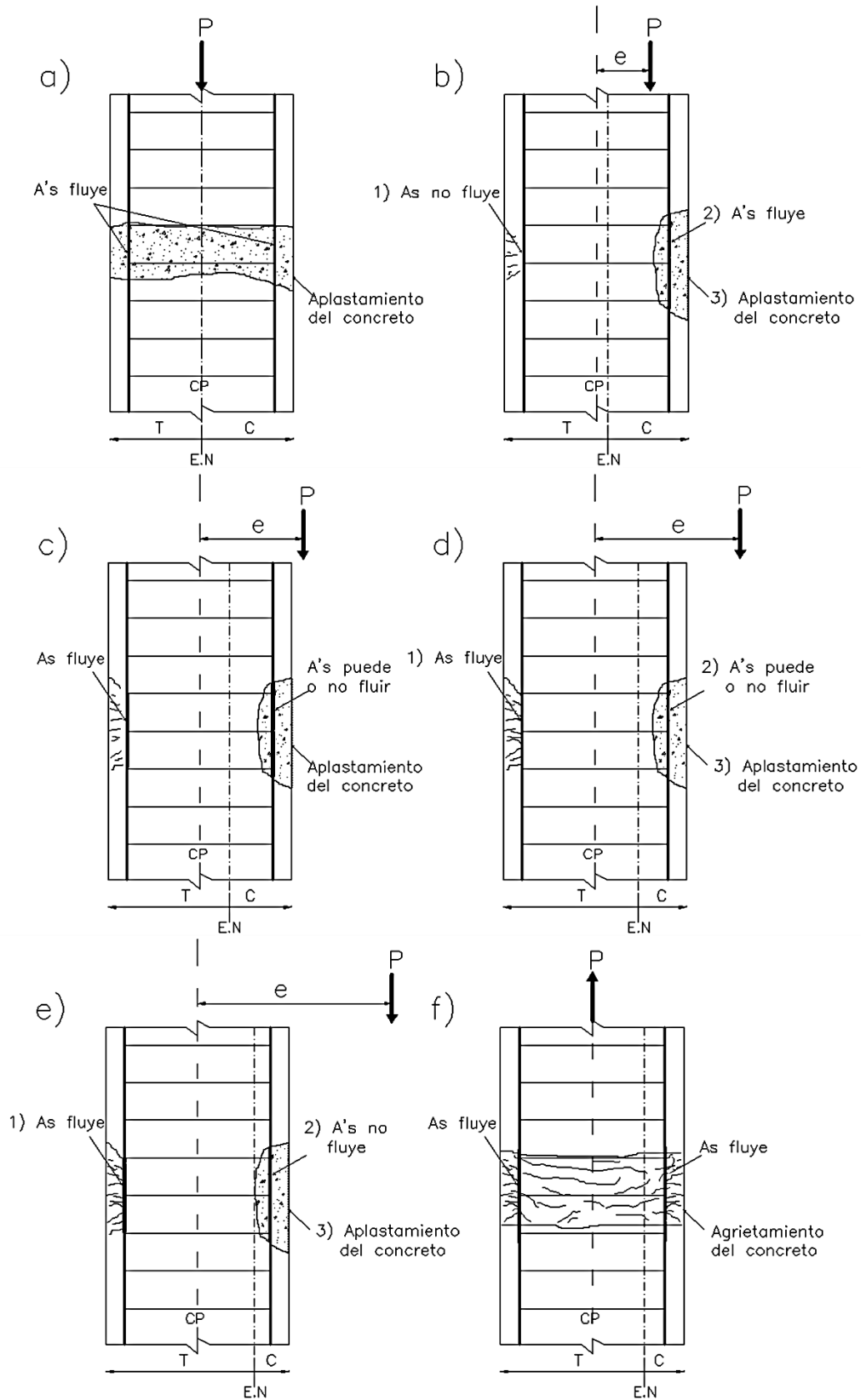


Figura 3.20. Formas en que una columna puede alcanzar su resistencia última: a) compresión pura; b) falla en compresión; c) falla balanceada; d) falla en tensión; e) falla en flexión pura y; f) falla en tensión pura.

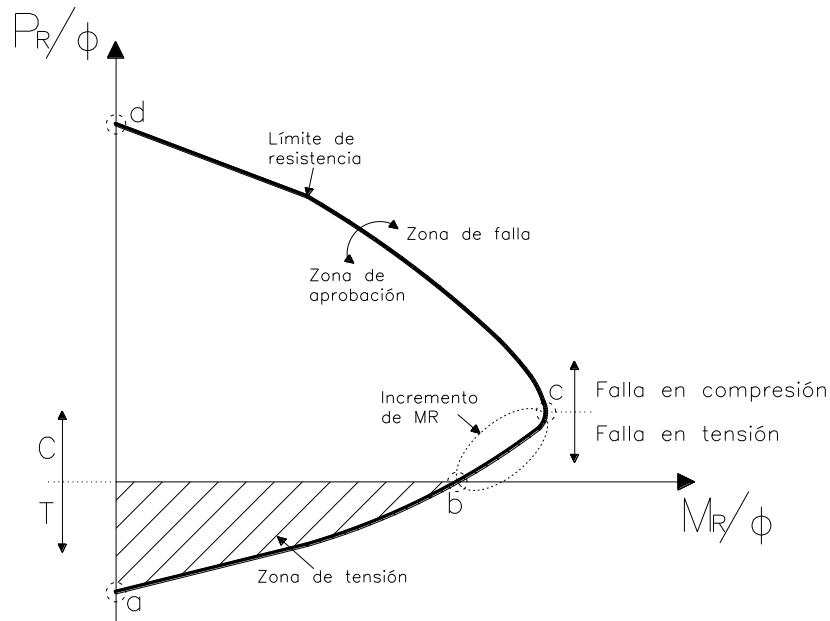


Figura 3.21. Forma general de un diagrama de interacción P-M en una columna.

La flexión de la mayoría de las columnas no se presenta en una dirección ortogonal a los ejes de la sección transversal, a pesar de que las hipótesis de cálculo permiten aplicarse a formas comprimidas no rectangulares sin una pérdida de precisión, para facilitar el cálculo su resultante se puede descomponer en sus dos componentes ortogonales (Figura 3.22) como si se tratase de una flexión biaxial o en dos direcciones. Los diagramas de interacción para flexión biaxial crean un volumen de combinaciones pero resultan extremadamente laboriosos de calcular. La mayor parte de los ingenieros opta por calcular los puntos de falla para cada una de las direcciones y posteriormente emplear una fórmula de interacción para relacionarlos y poder determinar la resistencia de una manera simplificada.

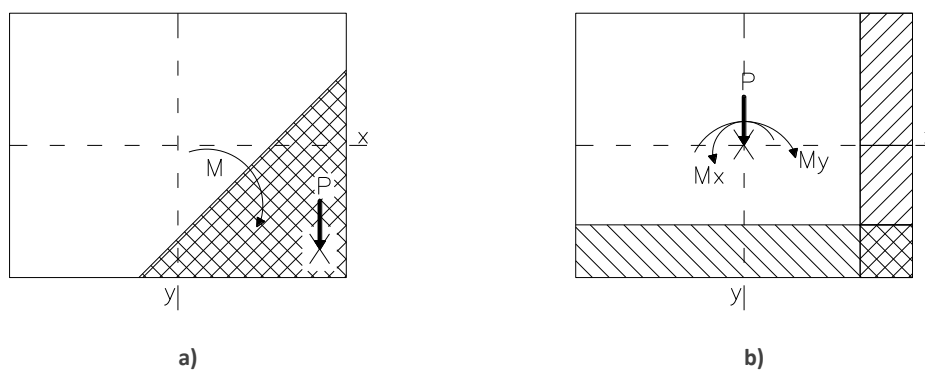


Figura 3.22. Flexión en una columna debido a una carga con excentricidad respecto a los dos ejes: a) condición real y; b) descomposición para facilitar el cálculo.

Según las NTC-CONCRETO-04 (2004) y la mayoría de los reglamentos, la determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de



ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- b) Existente adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003; y
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor  $f_c''$  igual a  $0.85f_c^*$  hasta una profundidad de la zona de compresión  $a = \beta_1 c$ .

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 0.65 \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2$$

El diagrama esfuerzo–deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a  $E_s$  y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero,  $f_y$ . En aceros que no presenten fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo–deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002 (Figura 3.23).

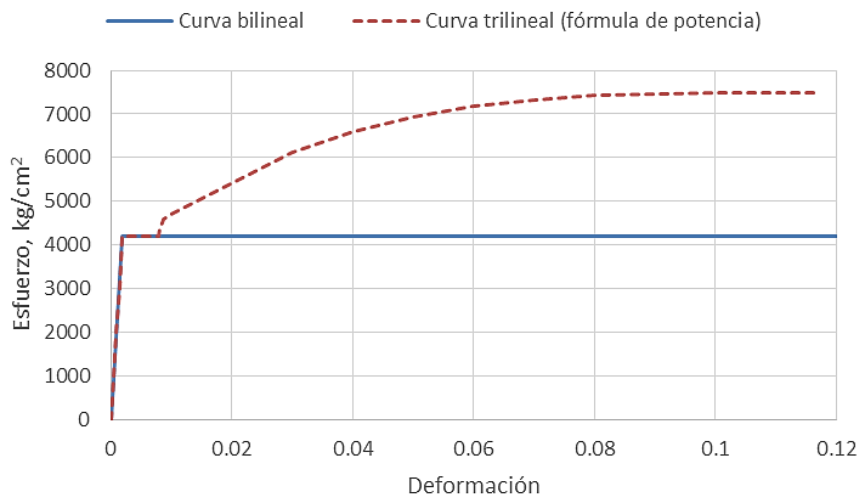


Figura 3.23. Comparación de curvas del acero grado 60 en tensión axial.

Se ha observado que para determinar la resistencia a la flexión es posible utilizar la deformación última del concreto igual a 0.003; aunque se pueden alcanzar valores más altos, el momento resistente no aumenta de forma significativa, razón por la cual se maneja este valor. Sin embargo, cuando se llevan a cabo otro tipo de análisis es importante determinar de una mejor



manera la deformación última del concreto, ya que si no se hace, se puede subestimar la capacidad que se aporta a deformaciones mayores.

La hipótesis e) trata sobre el bloque equivalente de esfuerzos (bloque de Whitney), el cual es una simplificación de la distribución de esfuerzos parabólica que presenta el concreto en compresión. En México a diferencia de otros países, el valor de la resistencia se debe reducir un 20% más ( $f_c''$ ) para considerar la variación de los materiales y la mano de obra (NTC, 2004).

Existen la formulación para la obtención de la resistencia a flexión y a flexocompresión en las diferentes normativas, sin embargo, la mayoría de estas están dadas solo para secciones rectangulares o cuadradas. De forma general la obtención de las resistencias requiere de un procedimiento iterativo que tiene los siguientes pasos:

- 1) Se fija la deformación máxima del concreto en la zona de compresión en un valor de 0.003.
- 2) Se propone una profundidad de eje neutro, a partir de la deformación del concreto y la profundidad del eje neutro se traza el perfil de deformaciones plano y por medio de triángulos semejantes puede encontrarse las deformaciones en los distintos lechos de acero.
- 3) el esfuerzo en cada uno de los lechos de acero puede calcularse con base en las deformaciones, ya sea en tensión o en compresión. Si las deformaciones son menores a 0.002 se tendrá un esfuerzo proporcional a la deformación por su módulo de elasticidad y si son iguales o mayores a 0.002 el esfuerzo corresponde a  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . Las fuerzas en los aceros se pueden obtener al multiplicar los esfuerzos por las áreas de cada uno de los lechos.
- 4) Con base en la profundidad del eje neutro se puede obtener la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos el cual tiene un valor de  $a = \beta c$  que multiplicado por el ancho y la resistencia reducida (esfuerzo) del concreto nos permite calcular la fuerza del concreto en compresión.
- 5) El sistema estará en equilibrio si la carga externa se iguala a la suma de fuerzas internas (tensión y compresión del acero y del concreto).
- 6) Una vez que se cumple el equilibrio de fuerzas se puede obtener el momento resistente nominal multiplicando cada una de ellas por su brazo de palanca respecto al centroide plástico.
- 7) Obtenida la carga y el momento nominal pueden afectarse por su respectivo factor de resistencia.

Los ejemplos del Apéndice A.2 presentan el procedimiento completo para el cálculo de los diagramas de interacción y la obtención de las resistencias correspondientes. Es de señalar que dicho procedimiento fue extrapolado para poder ser aplicado también a columnas de sección transversal circular.

### 3.9 DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA

De acuerdo con la filosofía de diseño sísmico las estructuras pueden presentar un daño importante cuando incursionan en el intervalo no lineal. Poder estimar el comportamiento de



los elementos de concreto reforzado sometidos a esfuerzos de flexión, puede comprenderse de manera más clara utilizando gráficos que relacionen el momento flexionante resistente en una sección con su curvatura correspondiente, llevándolo a través del comportamiento inelástico y hasta la falla. La curvatura es el ángulo formado por una línea perpendicular a la longitud de la sección y la línea que describe el perfil de deformaciones unitarias de la sección en estudio.

Las columnas de concreto reforzado de dimensiones comunes presentan deformaciones que las hacen vibrar principalmente bajo modos de flexión como consecuencia de las cargas laterales o axiales excéntricas. Las fallas por flexión son las mayormente deseadas y esperadas.

Un diagrama momento curvatura de una columna resulta muy útil ya que de forma rápida se puede visualizar que tan resistente y dúctil es; si un elemento tiene poca ductilidad la estructura presentará una falla frágil cuando ingrese al intervalo no lineal. La cantidad de energía interna disipada puede determinarse calculando el área bajo la curva de un diagrama momento-curvatura.

Los puntos del gráfico momento-curvatura ( $M-\phi$ ) ayudan a encontrar algunas características importantes de la columna, como son: La capacidad máxima a la flexión ( $M_{max}$ ), el momento y curvatura de fluencia ( $M_y$  y  $\phi_y$ ) y el momento y curvatura última ( $M_u$  y  $\phi_u$ ).

La curvatura de fluencia es la curvatura asociada al punto donde las barras extremas en tensión alcanzan su fluencia. Por lo general las barras extremas en tensión fluyen antes que las barras en compresión y esto depende principalmente de la distribución del acero.

La curvatura última corresponde a la curvatura asociada al punto del diagrama donde se fractura el primer lecho de acero longitudinal, ya sea en tensión o en compresión. Este criterio es el más común y supone que la columna pierde su capacidad de soportar mayores rotaciones cuando presenta este nivel de daño. Debe aclararse que la curvatura y momento últimos no necesariamente corresponden al punto final del gráfico, de hecho, algunos programas como el SAP-2000 (CSI, 2000) o el Response-2000 (Evans, 2000) realizan análisis más allá de la primer fractura.

La ductilidad de curvatura corresponde al cociente entre la curvatura última y la curvatura de fluencia, es decir, la capacidad de deformación después de que la sección ha fluido. Ésta relación suele expresarse como:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (3.38)$$

Por otro lado, a la relación entre el momento último y el momento de fluencia se le conoce como sobrerresistencia a momento resistente de la sección y se expresa como:

$$M_{SR} = \frac{M_u}{M_y} \quad (3.39)$$

La relación entre curvatura y desplazamiento puede obtenerse a partir de la expresión (Seible et al., 1997):



$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = M_{SR} + 3(\mu_{\phi} - 1) \frac{L_p}{L_v} \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L_v} \right) \quad (3.40)$$

En las expresiones anteriores:  $\Delta_u$  y  $\Delta_y$  representan los desplazamientos último y de fluencia respectivamente;  $M_u$  y  $M_y$  representan los momentos flexionantes último y de fluencia respectivamente, a la relación  $\frac{M_u}{M_y}$  se le conoce como el factor de sobrerresistencia de momento flexionante,  $M_{SR}$ ;  $\phi_u$  y  $\phi_y$  representan las curvaturas última y de fluencia respectivamente, la relación  $\frac{\phi_u}{\phi_y}$  representa la ductilidad de curvatura,  $\mu_{\phi}$ ;  $L_p$  es la longitud de articulación plástica y;  $L_v$  es el claro de cortante, definido como la distancia entre la cara de la columna y el punto de inflexión del momento actuante.

La curvatura y la longitud de articulación plástica ( $L_p$ ) ayuda a determinar la rotación plástica que sufre una columna cuando se presenta un sismo u obtener las deflexiones laterales correspondientes, las cuales a su vez pueden asociarse con los diferentes estados límite de daño y conocer si se requiere de algún tipo de reparación o refuerzo. La Figura 3.24 presenta la curvatura, rotación y deflexiones transversales en una pila de un puente tipo viaducto.

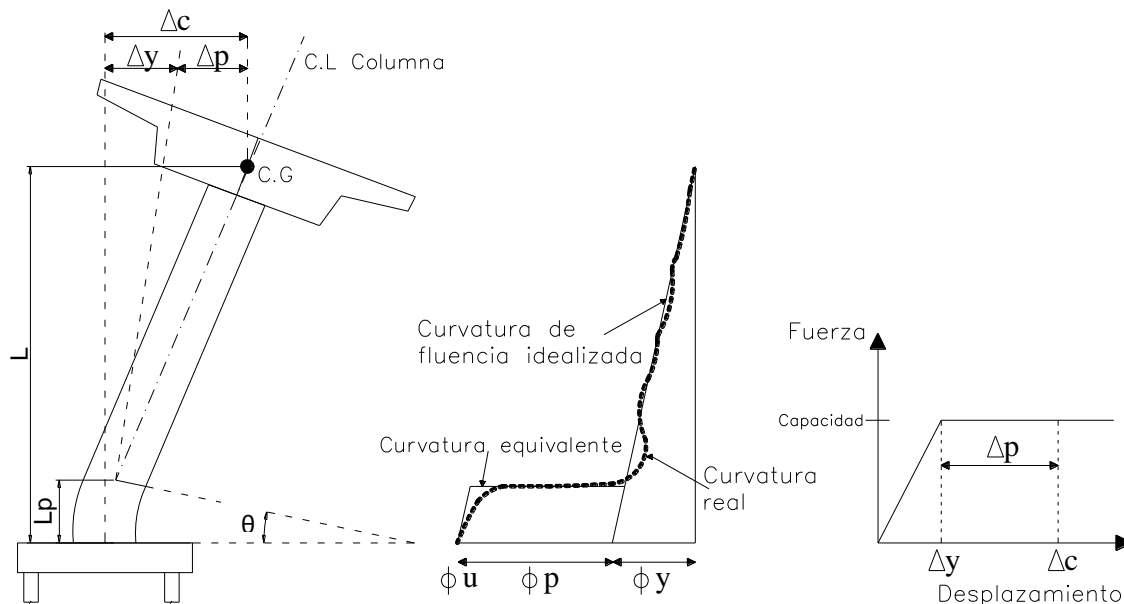


Figura 3.24. Curvatura, rotación y deflexión en una columna de un puente.

Existen diferentes maneras de realizar un diagrama momento curvatura, entre ellas la formas más comunes están dadas por las simplificaciones bilineales (Capítulo 3.9.3) o trilineales

empleadas en reglamentos (Figura 3.25). En el siguiente apartado se realizará la descripción del procedimiento para la obtención del diagrama momento-curvatura completo con base en franjas diferenciales que tomen en cuenta las deformaciones, áreas, esfuerzos y fuerzas de los tres materiales componentes de una sección de concreto reforzado. Al igual que las gráficas de los modelos constitutivos de los materiales componentes, resulta difícil realizar este cálculo de forma manual y lo ideal es programarlo en algún lenguaje conocido.

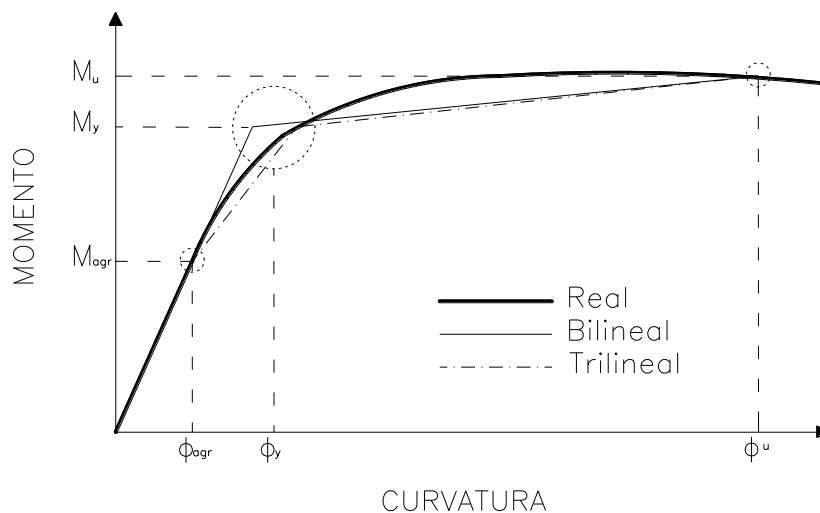


Figura 3.25. Idealizaciones del diagrama momento-curvatura.

Las hipótesis para el cálculo son similares a las empleadas por resistencia a la flexión o flexo compresión, con la excepción que ahora se consideran las relaciones esfuerzo deformación de los diferentes materiales componentes. Para una columna ordinaria se tienen: concreto confinado, concreto no confinado, acero de refuerzo longitudinal; pero puede implantarse utilizando otros materiales.

El modelo de acero no se considera elastoplástico perfecto y para calcular las fuerzas en el concreto no se utiliza el bloque equivalente de esfuerzos. Las deformaciones en el concreto corresponden a la curva real y no a 0.003.

### 3.9.1 DISCRETIZACIÓN DE LA COLUMNA

El procedimiento numérico propuesto en lo sucesivo busca resolver la integración de los esfuerzos a compresión y tensión de los diferentes componentes de una columna de concreto reforzado con base en la distribución real de deformaciones y los modelos constitutivos más aproximados que existen en la actualidad (Figura 3.26).

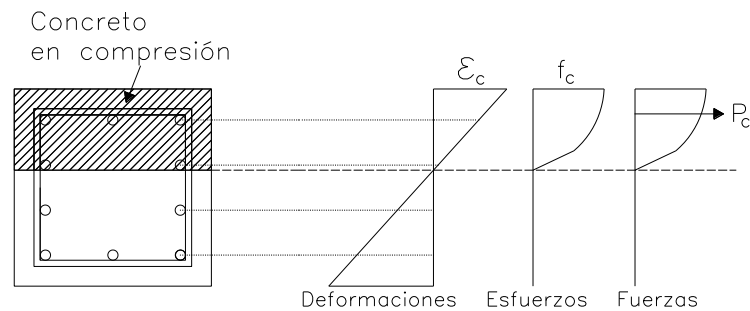


Figura 3.26. Perfiles reales de deformación, esfuerzo y fuerza del concreto en compresión.

La sección transversal de la columna es discretizada en un número de segmentos en forma de “rebanadas” con igual espesor (definidas por el ingeniero). Cada segmento contiene cierta área de uno o más materiales dependiendo el tipo de confinamiento; para columnas comunes: concreto no confinado, concreto confinado y acero de refuerzo longitudinal (Figura 3.27).

Si el procedimiento se programa, la aplicación debería ser capaz de tomar cualquier tamaño columna de concreto reforzado circular o rectangular y calcular las áreas exactas de cada material para cada rebanada, tomando las rodajas perpendicularmente al eje de carga lateral.

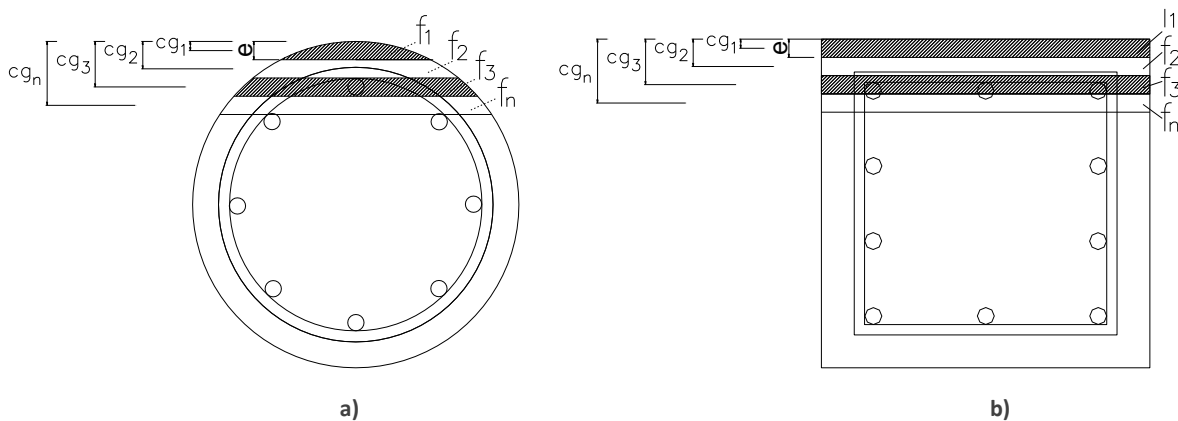


Figura 3.27. Discretización de la sección transversal: a) circular y; b) rectangular o cuadrada.

Las áreas para cada uno de los segmentos se calculan mediante incrementos finitos de acuerdo al número elegido por el diseñador, para conseguir elementos diferenciales horizontales a lo largo de toda la sección. Cabe señalar que la discretización depende del número de iteraciones que se desee, debiendo ser un número entero y par. Se recomienda que sea un número entero de gran magnitud, que sirva para describir adecuadamente todas las características de la columna.

Este número par de segmentos permite calcular la mitad inferior de la columna por separado de la mitad superior. El área de cada segmento en la mitad superior se calcula basándose en la distancia medida desde la parte superior de la columna (punto “o”). Una vez que los segmentos en la mitad superior se han calculado, los segmentos en la mitad inferior son simplemente una imagen espejo de la parte inferior.



El cálculo se hace a través de una serie de ecuaciones geométricas simples. Para secciones rectangulares el cálculo resulta un poco más sencillo ya que son áreas relativamente fáciles de definir; para el caso de columnas circulares el cálculo requiere de un poco más de expresiones ya que se tienen figuras geométricas circunscritas que involucran el área de un triángulo, segmento circular y sector circular. Las variables principales en el caso de secciones rectangulares o cuadradas son la altura (H) y la base (B), el recubrimiento (rec); para el caso de secciones circulares son el radio de la sección (R) y el recubrimiento (rec), a partir de estos dos valores es posible determinar otras variables dependientes como son los ángulos y las distancias. El número de iteraciones o segmentos es el parámetro que define las dimensiones para el cálculo de cada uno de ellos por individual. Se dividirá la altura de la sección en el número de elementos correspondientes y a partir de ello pueden obtenerse el área exacta de cada material por individual.

### 3.9.1.1 SECCIÓN CIRCULAR

La descripción que se presenta en lo sucesivo está basada en las Figura 3.28 a la Figura 3.31. Una vez definido el número de segmentos diferenciales, se toma el límite superior total ( $s_T - s'_T$ ), a partir de este límite se puede obtener el ángulo y las demás distancias necesarias. A partir de la Figura 3.28 y las expresiones (3.41) a (3.46) es posible determinar el área total por segmento.

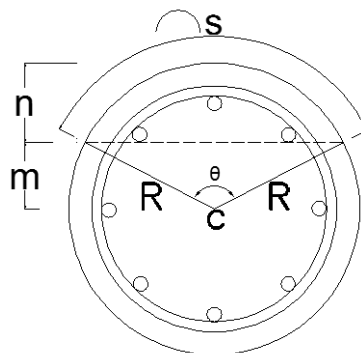


Figura 3.28. Parámetros necesarios para calcular el sector y el segmento circular.



$$R = m + n \tag{3.41}$$

$$s = R \cdot \theta \tag{3.42}$$

$$n = R \left[ 1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \tag{3.43}$$

$$\theta = 2 \arccos\left(\frac{m}{R}\right) \text{ (en radianes)} \tag{3.44}$$

$$A_{stc} = \pi R^2 \cdot \frac{\theta}{2\pi} \text{ (área sector circular)} \tag{3.45}$$

$$A_{sgc} = A_{stc} - \frac{R^2 \text{sen}(\theta)}{2} = \frac{R^2}{2} (\theta - \text{sen}(\theta)) \text{ (área segmento circular)} \tag{3.46}$$

Al área de un sector circular (número 1, Figura 3.29) se le resta el área del triángulo (número 2, Figura 3.29) para obtener el área de un segmento circular (número 3, Figura 3.29). Tomando ahora el límite inferior del área total ( $i_T - i'_T$ ) se puede realizar el mismo procedimiento que para el límite superior; posteriormente se puede restar al área del segmento circular superior (número 4, Figura 3.29) se le puede restar el área del segmento circular inferior (número 5, Figura 3.29) y finalmente obtener el área total del segmento en estudio (número 6, Figura 3.29).

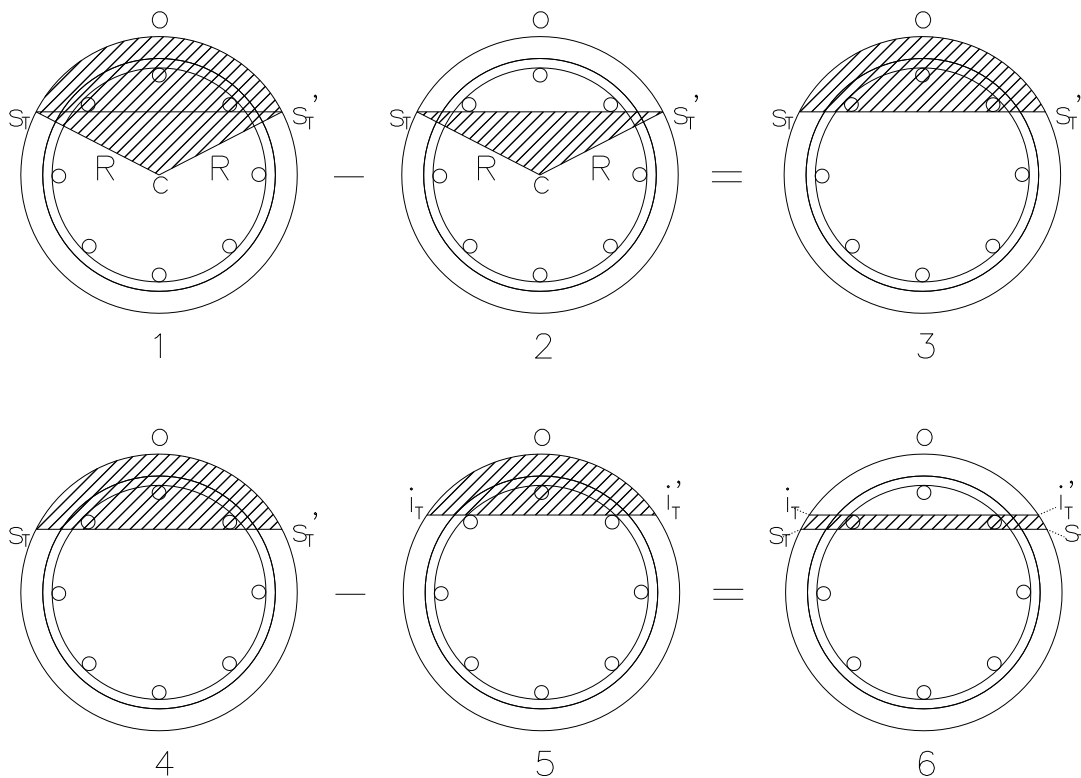


Figura 3.29. Obtención de un segmento total en una columna circular [adapata de Wesson, 2009].



El área de un segmento de concreto confinado se puede obtener de una forma similar, con la diferencia que ahora el radio se calcula restando el espesor del recubrimiento (tomado a centro de estribo). Como resultado se tendrá un segmento de concreto confinado entre los límites superior ( $s_{cc} - s'_{cc}$ ) e inferior ( $i_{cc} - i'_{cc}$ ) tal y como se ilustra en el número 12 de la Figura 3.30.

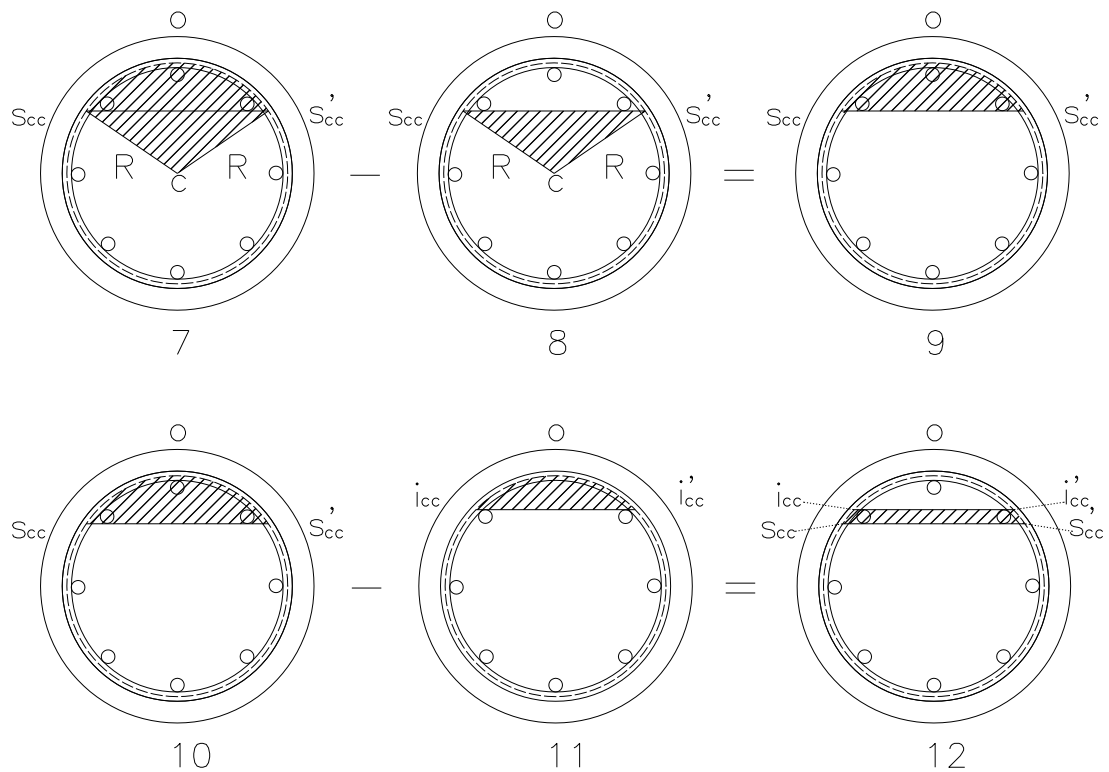


Figura 3.30. Obtención de un segmento de concreto confinado en una columna circular [adaptada de Wesson, 2009].

Las áreas finales exactas por material se obtienen tomando los segmentos totales (número 6, Figura 3.29) y de concreto confinado (número 12, Figura 3.30), para obtener el área exacta de concreto sin confinar ( $A_{sc}$ ) se debe restar el área total menos el área confinada (número 15, Figura 3.31).

Para obtener el área exacta del concreto confinado ( $A_{cc}$ ) es necesario realizar un procedimiento similar con cada una de las varillas de acero longitudinal. Una vez establecidas las distancias a centro de varilla, el área de estas puede calcularse con las mismas expresiones (figura 3.25 y ecuaciones 3.39-3.44). Una vez que se determinó el área del acero longitudinal exacta que cae en cada uno de los segmentos (número 17, Figura 3.31) puede determinarse también el área exacta de concreto confinado ( $A_{cc}$ ) como se muestra en el número 18 de la Figura 3.31.

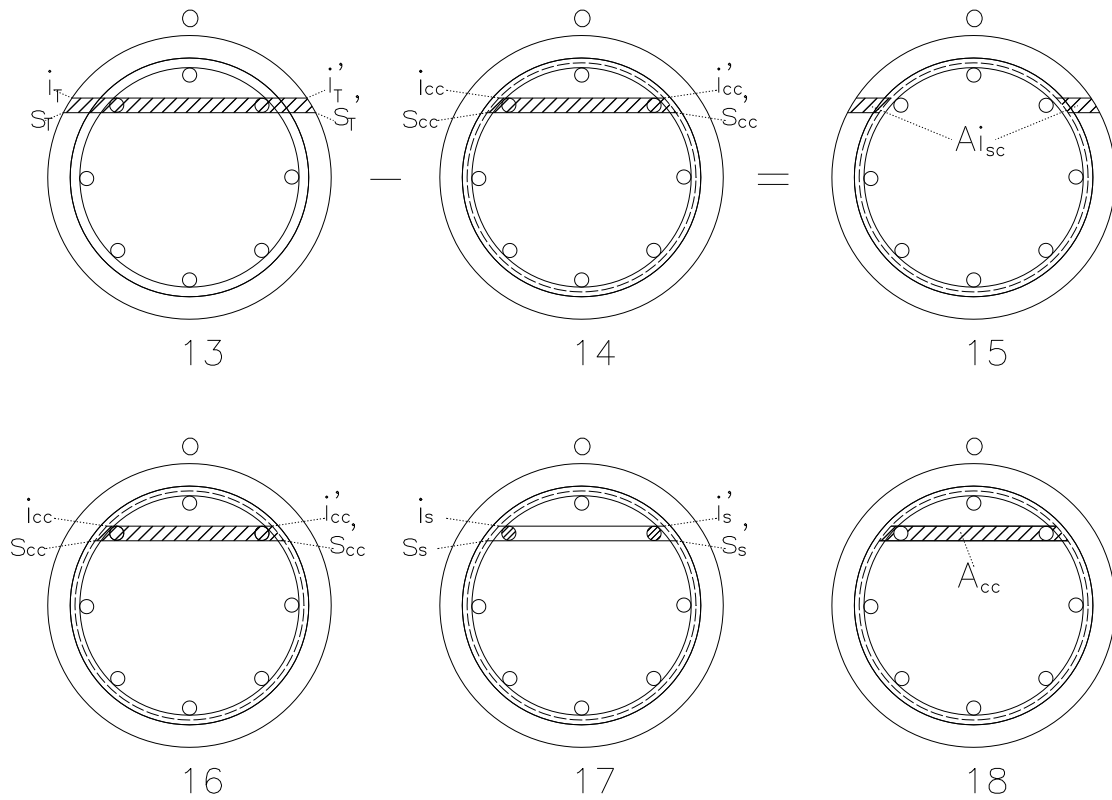


Figura 3.31. Obtención de las áreas exactas de concreto confinado, acero longitudinal y concreto sin confinar por segmento en una columna circular [adaptada de Wesson, 2009].



### 3.9.1.2 SECCIÓN RECTANGULAR

El proceso para una columna rectangular o cuadrada es análogo al de una columna de sección circular; debe considerarse que para este tipo de secciones todos los segmentos contendrán la misma cantidad de área total, además para el cálculo del concreto confinado sólo debe prestarse atención en la ubicación del segmento para ver que parte del recubrimiento se debe restar. La descripción completa se omite por brevedad pero se esquematiza en la Figura 3.31.

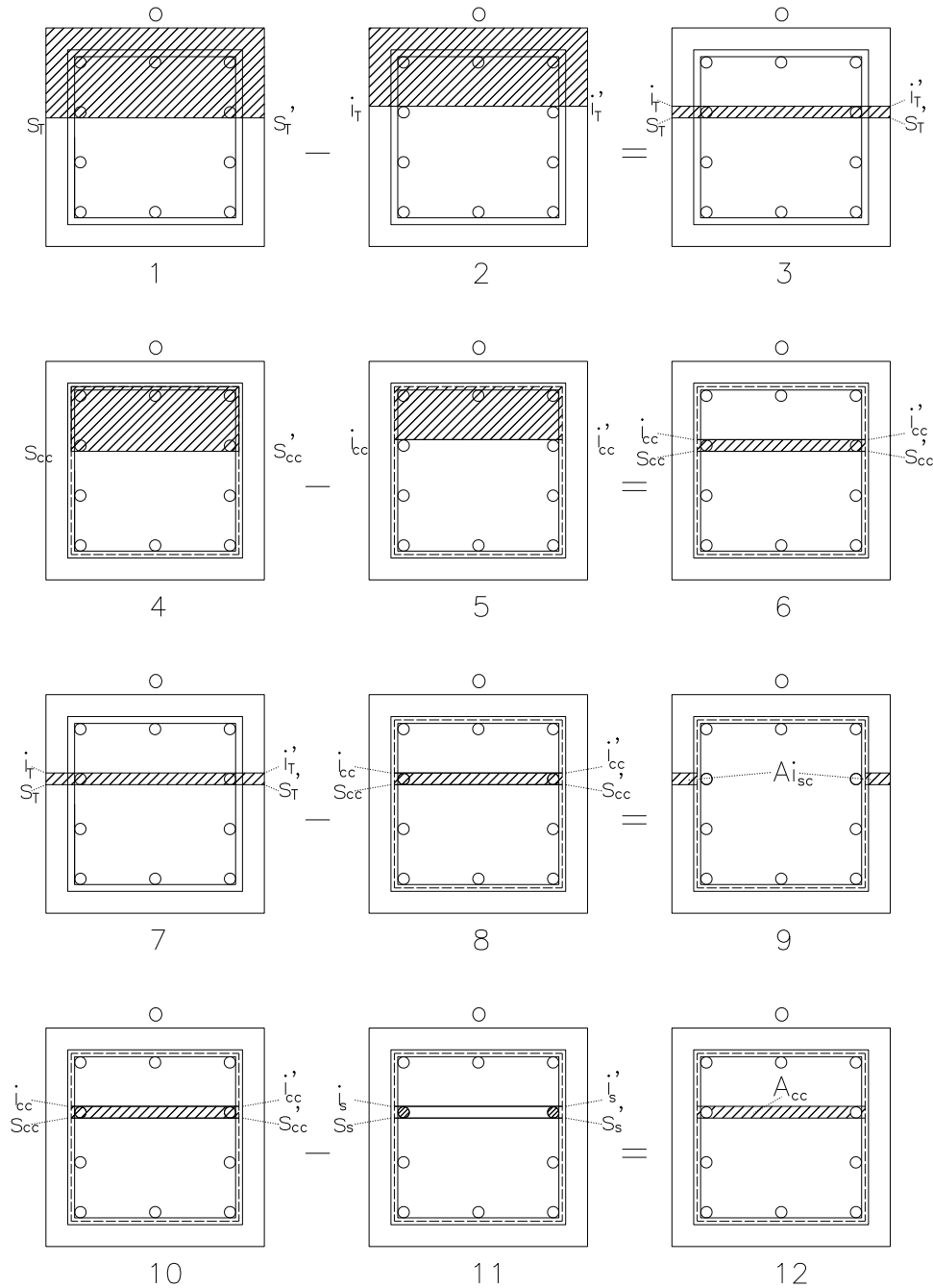


Figura 3.32. Obtención de las áreas exactas de concreto confinado, acero longitudinal y concreto sin confinar por segmento en una columna rectangular o cuadrada.



### 3.9.2 PROCEDIMIENTO

El objetivo es conseguir el equilibrio de fuerzas y momentos mientras la columna es cargada lateralmente de manera progresiva. Es decir, la deformación de la fibra extrema a compresión ( $\epsilon_c$ ) aumenta lentamente hasta que falla. La falla puede estar determinada por la fractura del acero de refuerzo o el criterio que el diseñador establezca. En casos excepcionales debería considerarse la revisión del pandeo de las barras longitudinales.

El análisis solo considera carga lateral en una dirección, es decir que la deformación en la fibra extrema de compresión sólo puede incrementar. Por convención de signos, la compresión se considera positiva y la tensión negativa. Las hipótesis son similares a las de flexión o flexocompresión, por lo que la resistencia del concreto a tensión se despreciará.

Una vez que los modelos de los materiales componentes han sido definidos (sección 3.6 y 3.7) y la discretización de la sección transversal ha sido definida, es posible llevar a cabo el cálculo. La variable principal es la fibra extrema en compresión ( $\epsilon_c$ ) que comienza con un valor pequeño y posteriormente comienza el proceso secuencial para encontrar las deformaciones en cada uno de los segmentos discretos. Una vez que las deformaciones son encontradas y las áreas por cada material extraídas, entonces podemos acceder a los modelos constitutivos de cada uno de ellos y poder relacionar su deformación con su esfuerzo; finalmente la fuerza es encontrada multiplicando el esfuerzo por el área exacta. Las fuerzas de compresión (concreto sin confinar, concreto confinado y acero en compresión) deberán nulificar a las fuerzas en tensión (sólo acero) o en todo caso a la magnitud de una fuerza externa.

Lo más complicado de este análisis incremental de momento-curvatura es el proceso iterativo para determinar la posición del eje neutro y los cambios de esfuerzos de las fibras extremas. El proceso es iterativo y puede ser muy sensible a una ligera variación en la profundidad del eje neutro, por lo regular se aceptan tolerancias ya que el valor de cero puede ser difícil de conseguir. Lo más recomendado es comenzar con un número incremental para la profundidad del eje neutro, si en algún momento se observa un cambio de signo se deberá regresar al punto anterior y dividir el incremento para tener ahora incrementos más discretos; sucesivamente se logrará el valor de cero o la tolerancia aceptada.

El equilibrio se debe dar mediante la suma de fuerzas internas de compresión y tensión con la carga axial que se presenta. En la Figura 3.33 se esquematiza la obtención del equilibrio.

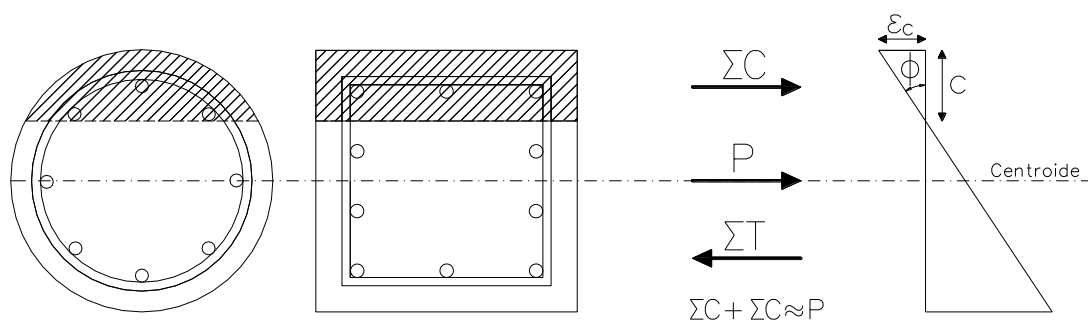


Figura 3.33. Equilibrio de fuerzas.



Se calculan las fuerzas a compresión y las fuerzas a tensión, se realiza una suma algebraica y se compara con la carga actuante, si resulta diferente es necesario modificar la profundidad del eje neutro. Este proceso se repite para cada fibra extrema a compresión hasta la falla del concreto o del acero de refuerzo.

Una vez alcanzado el equilibrio de fuerzas, el equilibrio de momentos resulta más simple de calcular. Los momentos de las fuerzas se calculan siempre a partir del eje centroidal (plástico) con el fin de omitir la carga axial. El momento es positivo en sentido antihorario (Figura 3.34).

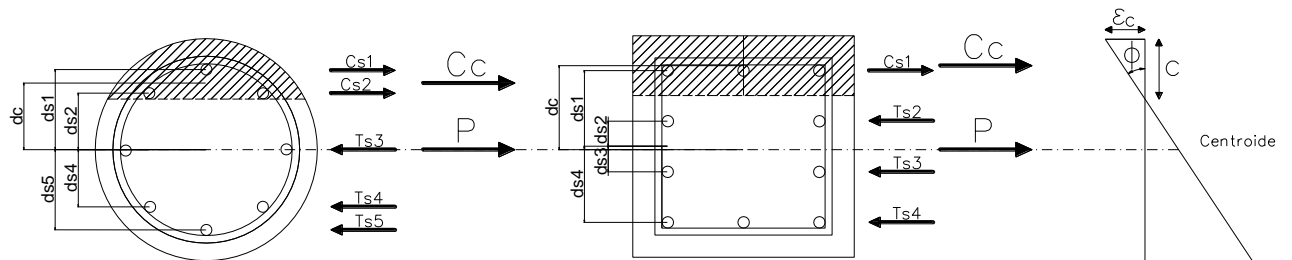


Figura 3.34. Equilibrio de momentos.

La expresión de equilibrio para las fuerzas es:

$$\Sigma C + \Sigma T \cong P \tag{3.47}$$

Y para los momentos:

$$\Sigma(C_{cm} d_m) + \Sigma(C_{sm} d_m) + \Sigma(T_{sm} d_m) \cong M \tag{3.48}$$

Las expresiones pueden adaptarse para tomar en cuenta la fuerza y el momento de cada uno de los materiales por cada segmento diferencial.

El brazo de palanca para la sección circular es:

$$d_m = R - seg_m \tag{3.49}$$

Y para la sección rectangular:

$$d_m = \frac{H}{2} - seg_m \tag{3.50}$$

La ecuación de equilibrio de momentos general para ambas secciones es:

$$\Sigma(F_m \times d_m) \cong M \tag{3.51}$$

En las expresiones anteriores:  $d_m$  es la distancia a centro de cada segmento diferencial;  $R$  es el radio en una sección circular;  $H$  es la altura total en una sección rectangular;  $seg_m$  es la distancia de cada segmento medido desde la parte superior de la comuna;  $F_m$  es la sumatoria de las fuerzas de cada uno de los materiales que se encuentran en el segmento.



Finalmente, la curvatura para cada fibra en compresión se puede obtener con la expresión:

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (3.52)$$

En la expresión anterior:  $\phi$  es la curvatura;  $\varepsilon_c$  es la deformación en la fibra extrema en compresión;  $c$  es la profundidad del eje neutro.

### 3.9.3 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA BILINEAL

En algunas ocasiones para propósitos de diseño, solo basta con tener una aproximación bilineal del diagrama momento-curvatura (tramo elástico inicial seguido de un tramo posfluencia). En este diagrama simplificado se utiliza una rigidez elástica efectiva obtenida a partir de la secante entre el origen y el punto de primera fluencia  $(\phi'_y, M_y)$  (Priestley et al., 2007). La línea que define la rigidez elástica efectiva debe extrapolarse hasta la capacidad nominal de la sección, es decir, el punto de fluencia nominal  $(\phi_y, M_N)$ .

El punto de primera fluencia  $(\phi'_y, M_y)$  se encuentra cuando: 1) el acero más alejado de tensión alcanza su fluencia  $(\varepsilon_y)$  ó; 2) cuando la deformación de la fibra extrema de compresión sea igual a la asociada con la resistencia del concreto no confinado  $(\varepsilon_{co})$ . Por otro lado, en el punto de fluencia nominal  $(\phi_y, M_N)$  la capacidad nominal  $(M_N)$  se alcanza cuando: 1) el acero más alejado de tensión tiene una deformación de 0.015 ó; 2) cuando la deformación de la fibra extrema de compresión sea igual a 0.004 (Priestley et al., 2007). La curvatura de fluencia nominal  $(\phi_y)$  puede obtenerse a partir de la relación:

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi'_y \quad (3.53)$$

El tramo plástico puede determinarse al unir el punto de fluencia nominal  $(\phi_y, M_N)$  con el punto de falla  $(\phi_u, M_u)$ .

La Figura 3.35 presenta los puntos de interés para el cálculo del diagrama bilineal momento-curvatura de una columna. Estos puntos son esenciales para definir la ductilidad de la sección.

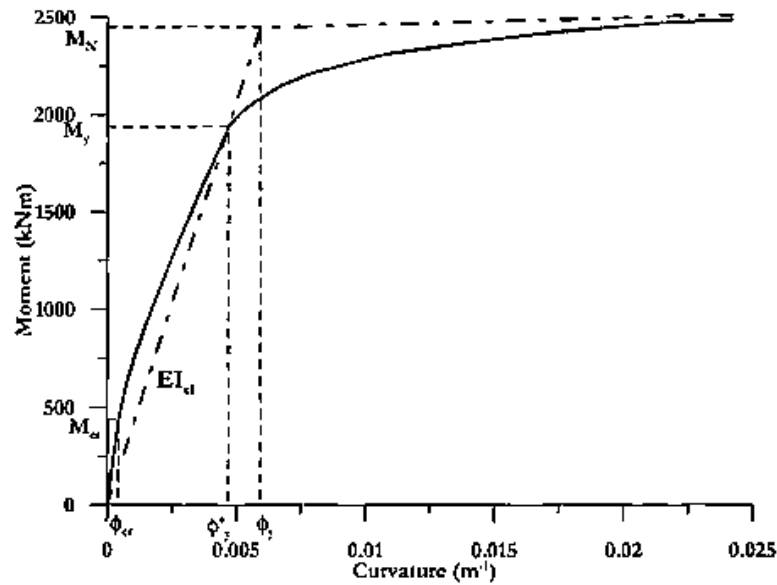


Figura 3.35. Diagrama momento-curvatura y su representación bilineal de una sección cuadrada (Priestley et al., 2007).

### 3.9.4 REVISIÓN DEL PANDEO DE LAS BARRAS LONGITUDINALES

Para que una sección transversal puede desarrollar toda su capacidad, es decir, alcanzar su condición última en el diagrama momento-curvatura, debe evitarse el problema de pandeo prematuro de las barras de acero longitudinal.

Una vez que se han alcanzado grandes deformaciones en tensión bajo cargas cíclicas, el acero de refuerzo longitudinal se vuelve más susceptible al pandeo cuando la carga reversible ocasiona que las barras trabajen en compresión (este tipo de daños se mencionó en el capítulo I). A pesar de que las deformaciones no son tan grandes para alcanzar la ruptura de las barras, se puede generar un efecto de fatiga de pocos ciclos.

Para asegurar que el pandeo prematuro de las barras longitudinales no sea un problema, Priestley et al. (2007) sugirieron algunas expresiones para determinar la separación máxima y el porcentaje volumétrico de los estribos permisibles, en función de las propiedades geométricas y mecánicas del acero de refuerzo longitudinal y transversal.

La ecuación (3.54) indica la separación máxima entre estribos para prevenir el problema del pandeo de las barras longitudinales.

$$s \leq \left\{ \left[ 3 + 6 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \right] d_L \right\} \tag{3.54}$$

La ecuación (3.55) indica el porcentaje volumétrico de refuerzo transversal mínimo para prevenir el problema del pandeo de las barras longitudinales entre estribo y estribo. El desarrollo de la expresión se muestra en el capítulo 6.



$$\begin{aligned}\rho_s &\geq 0.0002n_{bl} \quad (\text{grado } 60) \\ \rho_s &\geq 0.00015n_{bl} \quad (\text{grado } 40)\end{aligned}\tag{3.55}$$

En las expresiones anteriores:  $s$  es la separación entre estribos;  $f_y$  y  $f_u$  son los esfuerzos de fluencia y último del acero respectivamente en Ksi (1 Ksi = 6.89 Mpa);  $d_L$  es el diámetro de las barras longitudinales en plg (1 plg = 25.4 mm);  $\rho_s$  es el porcentaje volumétrico de refuerzo transversal y  $n_{bl}$  es el número de barras longitudinales.

# CAPITULO IV

## APLICACIONES PARA EL ANÁLISIS Y REVISIÓN DE COLUMNAS

Tal y como se mencionó en el capítulo anterior, la caracterización de una columna de concreto reforzado es importante debido a que con ello se puede cuantificar la resistencia y compararla con las acciones actuantes para establecer si la columna es apropiada o no.

Programar los procedimientos de evaluación permite efectuar un número importante de análisis con un ahorro substancial en tiempo y esfuerzo, además de ampliar el número de escenarios posibles; por lo que se ha optado por realizar una serie de aplicaciones computacionales que ayuden en estas evaluaciones. Cada uno de los procedimientos deberá ser calibrado para poder validar su correcto funcionamiento.

Las aplicaciones han sido creadas utilizando FORTRAN en su versión 90, entre otras razones, debido a la fácil compilación y a la creación automática de archivos ejecutables que puedan emplearse sin necesidad de instalar previamente algún otro programa. La sintaxis de los programas permitirá, entre otras cosas, ingresar datos, leer datos, realizar operaciones aritméticas, mostrar en pantalla los resultados, almacenar y exportar los archivos de resultados.

La programación de cada uno de los procesos está basada en las descripciones dadas en los capítulos de este proyecto.

### 4.1 PROGRAMACIÓN DEL CÁLCULO DE DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN P-M

Se ha realizado una aplicación para obtener diagramas de interacción de columnas de CR rectangulares y circulares utilizando las NTC-CONCRETO-04 como referencia (Figura 4.1). El programa contempla diferentes distribuciones de acero y dimensiones, así como resistencia de los materiales. El procedimiento está basado en el capítulo 3.8 y el manual de usuario se presenta en el Apéndice A.8.1. La aplicación lleva el nombre de "PM\_NTC04.exe".





Figura 4.1. Ventana inicial del programa PM\_NTC04.exe.

La Figura 4.2 y Figura 4.3 presentan la comparación de las curvas de interacción obtenidas para los ejemplos de los apartados A.2.1 y A.2.2, así como empleando la aplicación “PM\_NTC04.exe”.

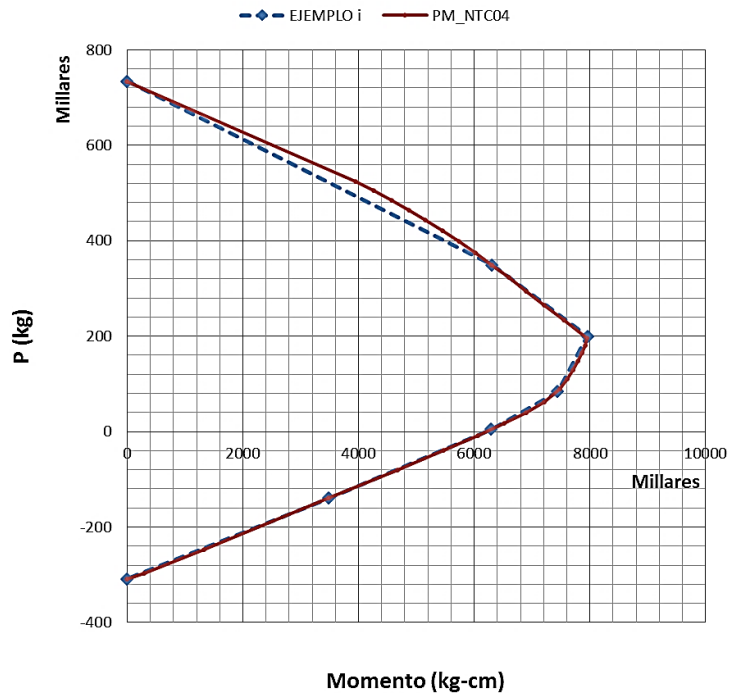


Figura 4.2. Comparación de los diagramas de interacción del Ejemplo i obtenidos de forma manual y con PM\_NTC04.

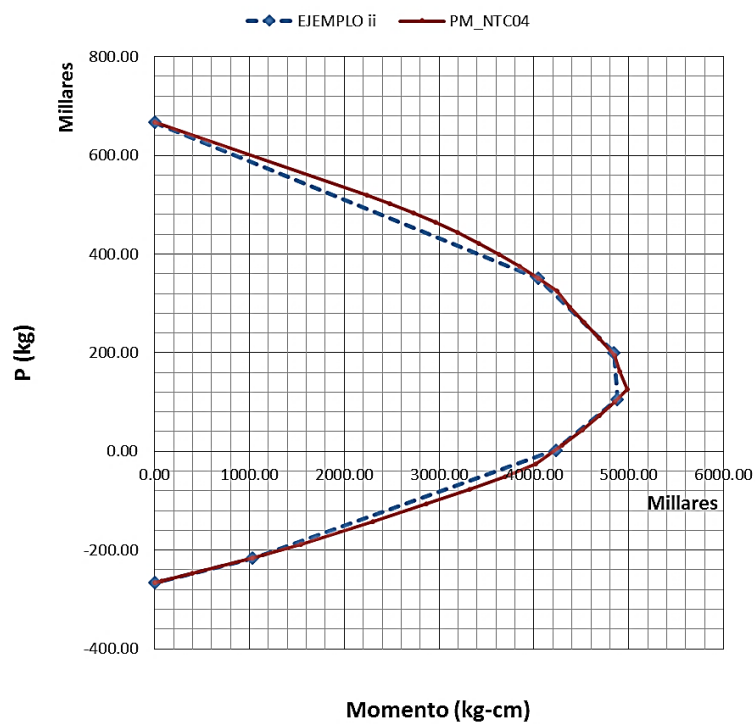


Figura 4.3. Comparación de los diagramas de interacción del ejemplo ii obtenidos de forma manual y con PM\_NTC04.

Las diferencias que pueden notarse en ambos ejemplos se deben a que en el cálculo manual se consideraron sólo 7 puntos; por el contrario, para el cálculo con la aplicación se eligieron 30 puntos, lo que le confiere mayor precisión y suavidad. Con base en la comparación de ambos métodos se valida el programa PM\_NTC04.

## 4.2 PROGRAMACIÓN DE LOS MODELOS CONSTITUTIVOS

La programación de las expresiones los modelos constitutivos de los distintos materiales que conforman la sección transversal de concreto reforzado se lleva a cabo en lo sucesivo. Las curvas esfuerzo-deformación para el concreto confinado y el concreto no confinado requieren de una aplicación específica ya que cambian de una columna a otra. Por otro lado, la curva del acero de refuerzo mexicano grado 60 es constante y está perfectamente definida para barras de diámetro pequeño o diámetro grande; además se cuenta con curvas generales para acero grado 60 y grado 40 cuyos parámetros se pueden encontrar en la tabla 3.2. En la Figura 4.4 se presentan, a manera de comparación, las curvas esfuerzo deformación de los distintos materiales de una columna de concreto confinada convencionalmente.

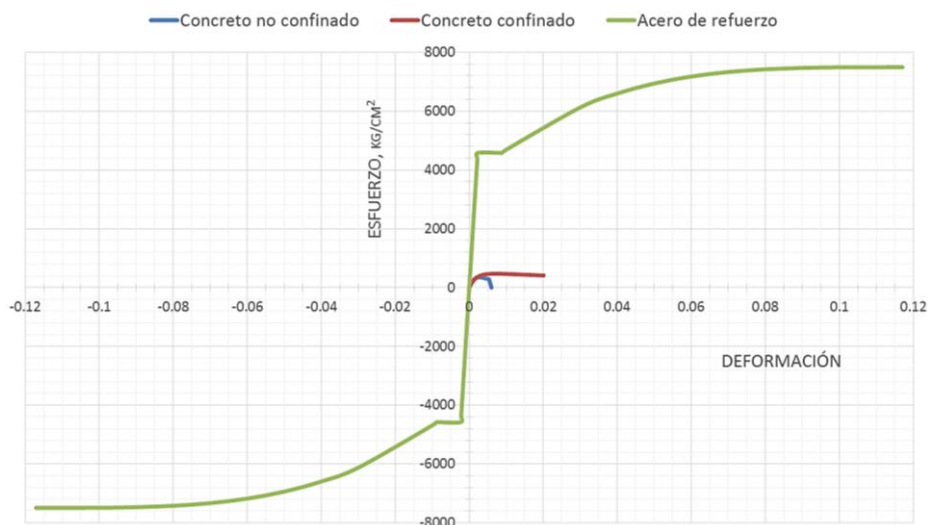


Figura 4.4. Gráficas comparativas de los distintos materiales en una columna de concreto reforzado.

### 4.2.1 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO CON ACERO DE REFUERZO

Se ha creado una aplicación específica para obtener las curvas esfuerzos deformación del concreto confinado y no confinado en secciones rectangulares y circulares que contemplen



diferentes dimensiones y distribuciones de acero (Figura 4.5). El modelo de confinamiento ordinario del concreto reforzado y no reforzado está basado en el capítulo 3.6; los resultados de las expresiones de dicho capítulo fueron comprobadas con base en los resultados experimentales del artículo de Mander et. al (1998b). Lo referente al sistema de confinamiento con FRP se abordará posteriormente.

La aplicación lleva el nombre de “ESDECO.exe” (Modelo Esfuerzo Deformación para Concreto confinado y no confinado) y el manual de usuario se presenta en el Apéndice A.8.2.



Figura 4.5. Ventana inicial de programa ESDECO.

Con el propósito de realizar un mejor cotejo se presentan los dos tipos de secciones transversales en estudio: rectangular y circular (apartado 4.2.1.1 y 4.2.1.2 respectivamente). La validación de los modelos se hará a través del programa SAP2000 y como única ocasión se toman en cuenta los parámetros:  $\epsilon_{co} = 0.002219$ ,  $\epsilon_{cu} = 0.0117$ ,  $\epsilon_{su} = 0.09$  y  $f_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$ ; debido a que son los utilizados por el programa mencionado (Figura 4.6).

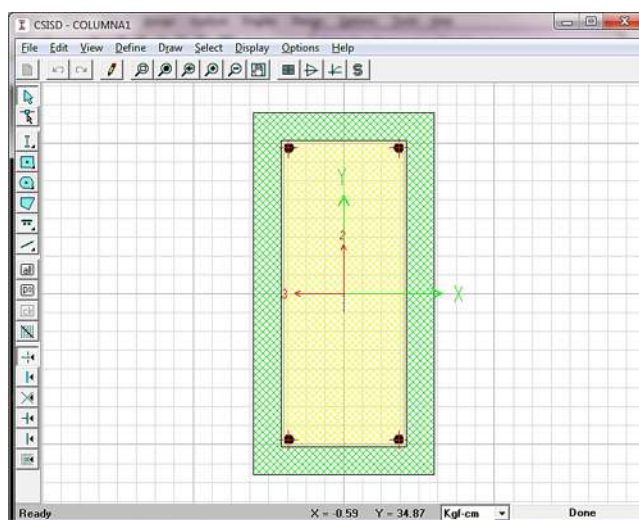


Figura 4.6. Sección transversal elaborada en SAP2000 de la columna rectangular de comparación.



### 4.2.1.1 COLUMNA RECTANGULAR

Las características de la columna se presentan en la Figura 4.7. Se trata de una sección rectangular de 30x60 cm y un  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$  y acero mexicano G60.

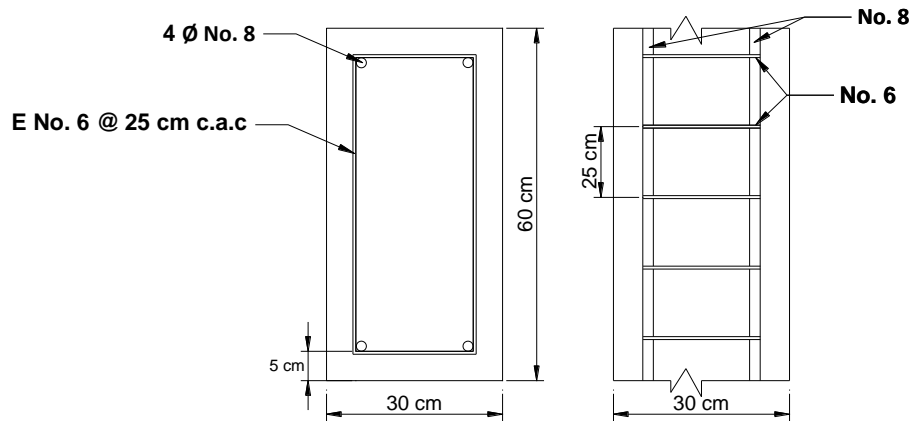


Figura 4.7. Sección transversal rectangular.

Las comparaciones de las curvas se presentan en la Figura 4.8 para concreto confinado y Figura 4.9 para concreto no confinado. Puede observarse que las diferencias son mínimas para ambos casos, por lo tanto se acepta el uso de la aplicación en este tipo de secciones. Debe tenerse en cuenta que para la columna de la Figura 4.7 la aplicación inicialmente calculó  $\epsilon_{cu} = 0.026$ .

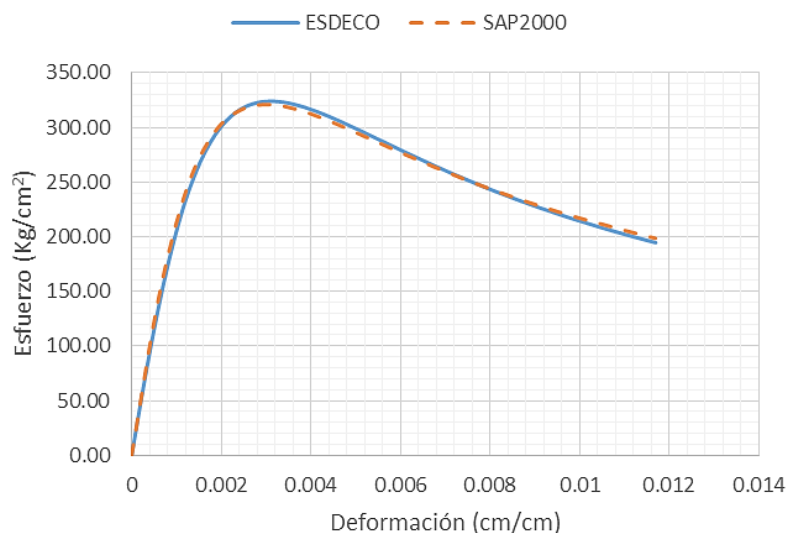


Figura 4.8. Comparación de las curvas esfuerzo-deformación de concreto confinado para una sección rectangular.

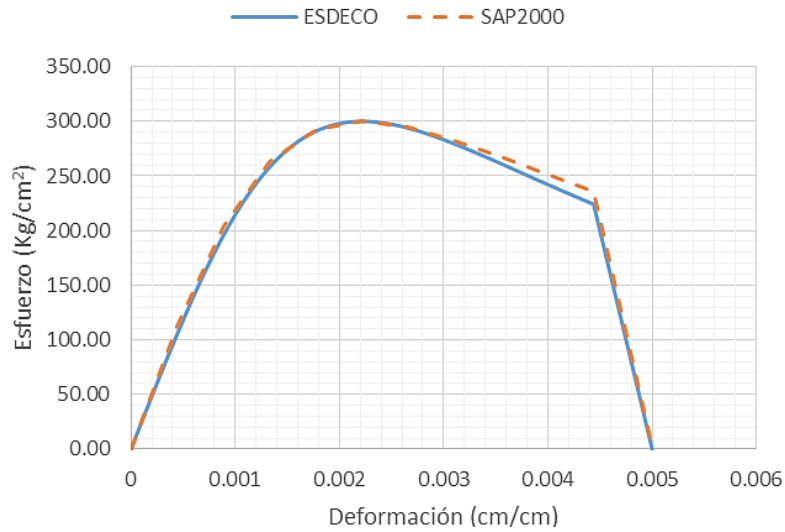


Figura 4.9 Comparación de las curvas esfuerzo-deformación de concreto no confinado para una sección rectangular.

La Figura 4.10 muestra la comparación de realizar el análisis de la misma columna rectangular (Figura 4.7) pero considerando carga quasi-estática y carga sísmica (tasa de deformación típica); es decir, considerando la amplificación dinámica. Puede observarse el incremento significativo de la resistencia del concreto pero la disminución de la ductilidad y capacidad de disipar energía.

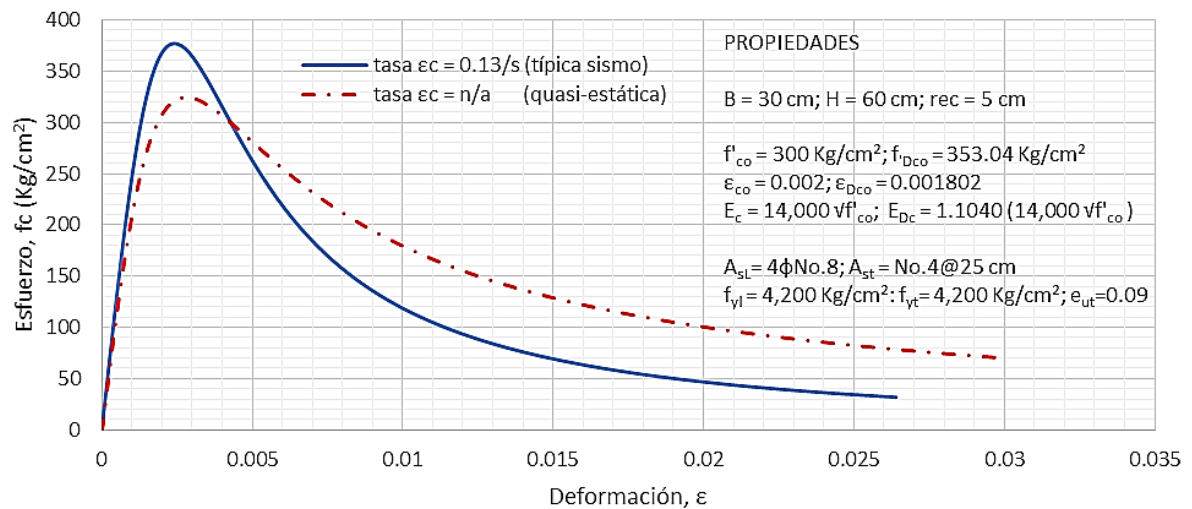


Figura 4.10. Curvas esfuerzo- deformación de una columna rectangular utilizando carga quasi-estática y típica de sismos.

#### 4.2.1.2 COLUMNA CIRCULAR



Las características de la columna se presentan en la Figura 4.11. Se trata de una sección circular de 60 cm de diámetro que cuenta con espirales y un  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$  y acero mexicano G60. En esta columna no se considera la amplificación dinámica.

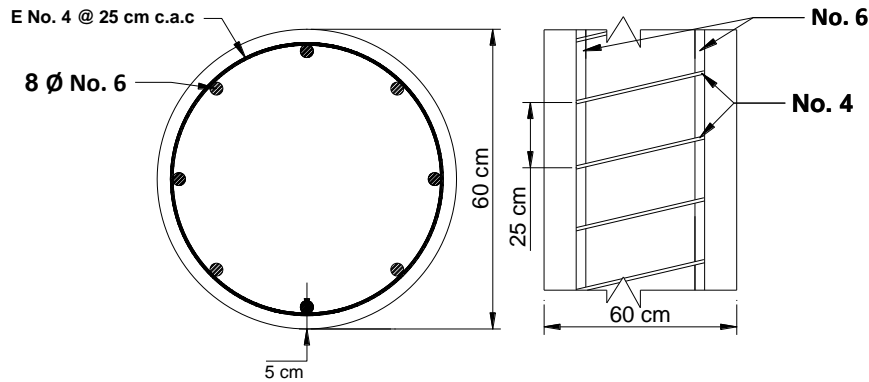


Figura 4.11. Sección transversal circular.

Las comparaciones de las curvas se presentan en la Figura 4.12 para concreto confinado y Figura 4.13 para concreto no confinado. Al igual que en la columna rectangular, puede observarse que las diferencias son mínimas tanto en el modelo de concreto confinado como el no confinado, es así que se acepta el uso de la aplicación también en columnas circulares. Debe tenerse en cuenta que para la columna de la Figura 4.11 la aplicación inicialmente calculó  $\epsilon_{cu} = 0.0117$ .

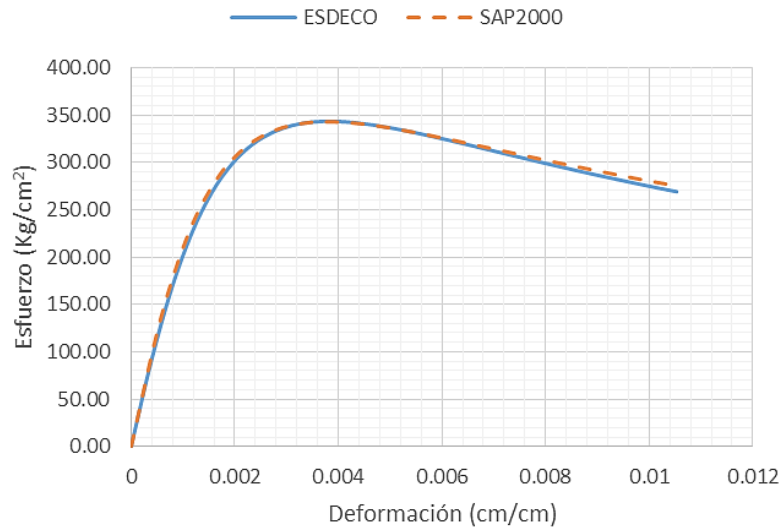


Figura 4.12. Comparación de las curvas esfuerzo-deformación de concreto confinado para una sección circular.

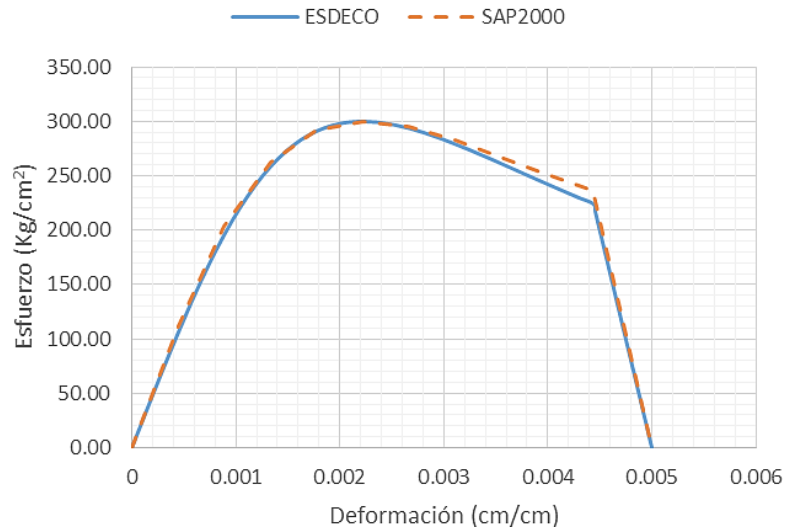


Figura 4.13. Comparación de las curvas esfuerzo-deformación de concreto no confinado para una sección circular.

#### 4.2.2 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

Los valores del acero de refuerzo se necesitan para calcular la deformación última del concreto confinado ya que está en función del tipo de acero de los estribos. Por otro lado la definición de todo el modelo del acero de refuerzo, especialmente longitudinal, solo se utiliza como parte de algunas subrutinas relacionadas principalmente con el cálculo del diagrama momento curvatura, por lo que el modelo y su curva queda implícito en la programación de dicho análisis.

Utilizando las expresiones y constantes determinadas en el capítulo 3.7 podemos obtener las gráficas mostradas en la Figura 4.14. Por cuestiones de visualización se omite la parte en tensión.

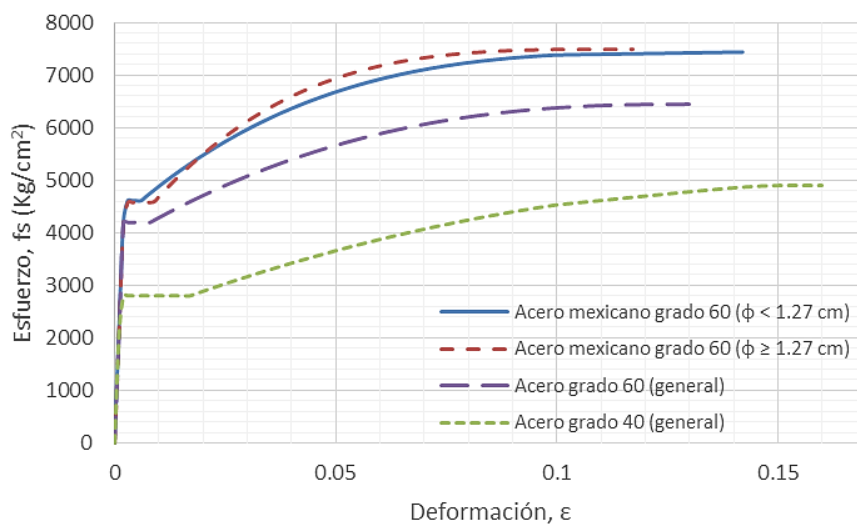


Figura 4.14. Modelo esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo.



### 4.3 PROGRAMACIÓN DEL CÁLCULO DE DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA $M-\phi$

El programa para realizar un análisis momento curvatura requiere de un mayor número de rutinas de cálculo y depende de la programación previa de los modelos de los materiales constituyentes la columna de concreto reforzado. A grandes rasgos se trata de un procedimiento numérico-incremental basado principalmente en el capítulo 3.9. La aplicación lleva el nombre de "M\_PHI.exe" y su manual de usuario se presenta en el Capítulo A.8.3. Lo referente a los análisis momento-curvatura en columnas con FRP se abordará posteriormente.

De forma general, el programa desarrollado divide al elemento en un número de franjas que el usuario especifique y a partir de ello se pueden ir conociendo las áreas y deformaciones; posteriormente conocer los esfuerzos, fuerzas y momentos flexionantes que aportan cada una de ellas. Cada una de las franjas que conforman la sección transversal contiene al menos uno de los tres materiales que comprenden la columna: concreto confinado, concreto no confinado y acero de refuerzo. Es de esperarse que para las franjas iniciales, sobre todo si se trata de espesores muy pequeños, solo se posea concreto no confinado; mientras que en algunas de las franjas intermedias deberían tenerse áreas de todos los materiales.

Para poder validar la aplicación es necesario comparar los resultados con algún otro software que también realice este tipo de análisis. Para calibrar el algoritmo es necesario proceder con varias columnas de distintas configuraciones en forma y refuerzo, obteniendo resultados similares se podrá asegurar que los pasos empleados en el algoritmo son satisfactorios.

Actualmente existen en el mercado un número importante de programas que pueden llevar a cabo este tipo de análisis, para este trabajo los softwares de contrataste elegidos son SAP2000 y RESPONSE-2000 debido a las ventajas que presentan en la manipulación de ingreso y extracción de datos, además de su gran aceptación académica. RESPONSE-2000 (Bentz, 2000) es un software de uso libre desarrollado en la Universidad de Toronto, entre otras cosas es capaz de calcular la resistencia y ductilidad de vigas y columnas con diferentes características y elementos mecánicos actuantes.

En la Figura 4.15 se presenta la comparación de los diagramas momento-curvatura de la columna del ejemplo 4.2.1.1 (Figura 4.15) utilizando SAP2000 y M\_PHI.

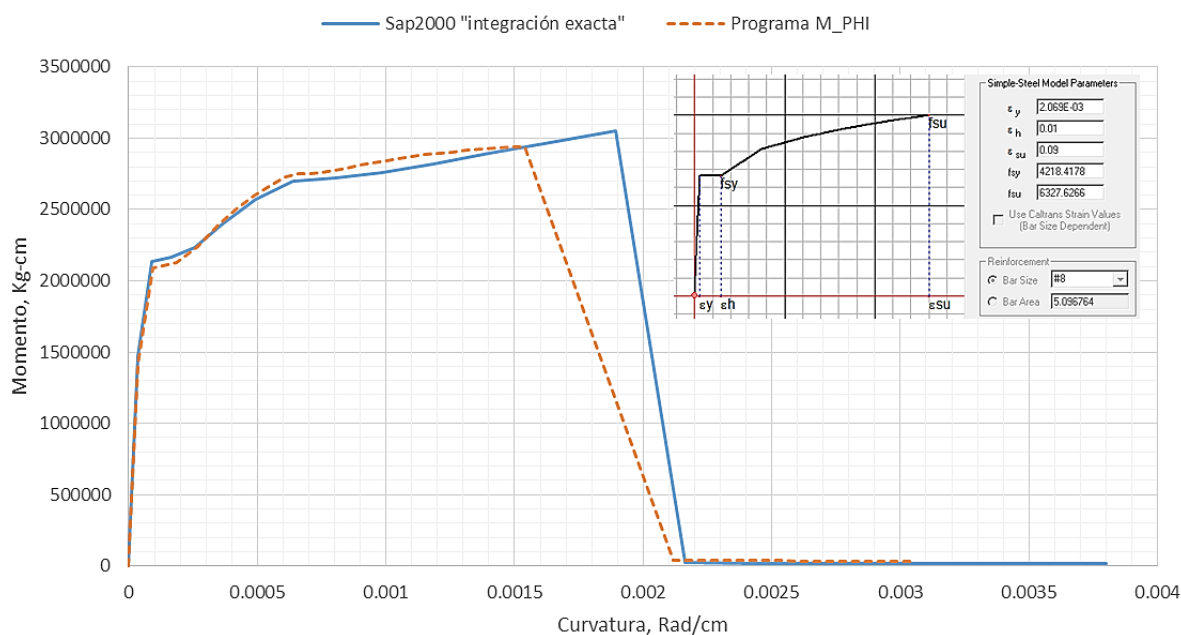


Figura 4.15. Diagrama momento-curvatura para la columna 1 utilizando SAP2000 y M\_PHI.

Es posible observar que en ambos casos el diagrama es casi idéntico y se compensa uno con el otro en algunos tramos. Las pendientes de agrietamiento del concreto, fluencia y endurecimiento del acero; son muy similares y no presentan grandes diferencias. En las dos curvas el punto de quiebre (curvatura última) se debe a la fractura del acero en tensión (lo cual se verificó con las deformaciones del lecho en tensión), sin embargo, no fue posible determinar la razón por la cual la falla se presenta a una curvatura mayor en el programa SAP2000. Una posible explicación es que el programa M\_PHI considera franjas diferenciales en las barras de acero y posiblemente SAP2000 lo haga como un solo elemento sólido, además las áreas nominales del acero son ligeramente diferentes y la suavidad de la curva en la zona de endurecimiento varía un poco por la diferencia de las formulas entre uno y otro programa.

Al comparar los resultados con SAP2000 fue necesario modificar el código fuente de ESDECO.EXE para tomar en cuenta algunas propiedades, tales como las características del acero y deformación última del concreto. Una de las intenciones de utilizar RESPONSE-2000 es que permite ingresar las curvas de los materiales generadas por ESDECO.EXE; de esta manera tanto RESPONSE-2000 como M\_PHI.EXE tendrán las mismas propiedades de los materiales y, pensando en una menor dispersión, se podrá corroborar solamente el procedimiento bajo las consideraciones propuestas.

#### 4.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS CON RESPONSE-2000

Dentro de RESPONSE-2000 pueden introducirse los parámetros del modelo del acero mexicano bajo las siguientes suposiciones: la curva es lineal hasta la fluencia, plana después de la fluencia y cuadrática después del endurecimiento. Se desconoce la razón por la cual en la falla el esfuerzo último se reduce de un 15 a un 40%; debido a que el criterio de falla es la fractura



del primer lecho de acero longitudinal, la ductilidad puede verse afectada severamente. El factor de potencia que define el arreglo de la zona de endurecimiento para el modelo utilizado en M\_PHI no puede ser introducido en RESPONSE-2000, por lo que las curvas no serán exactamente iguales (Figura 4.16).

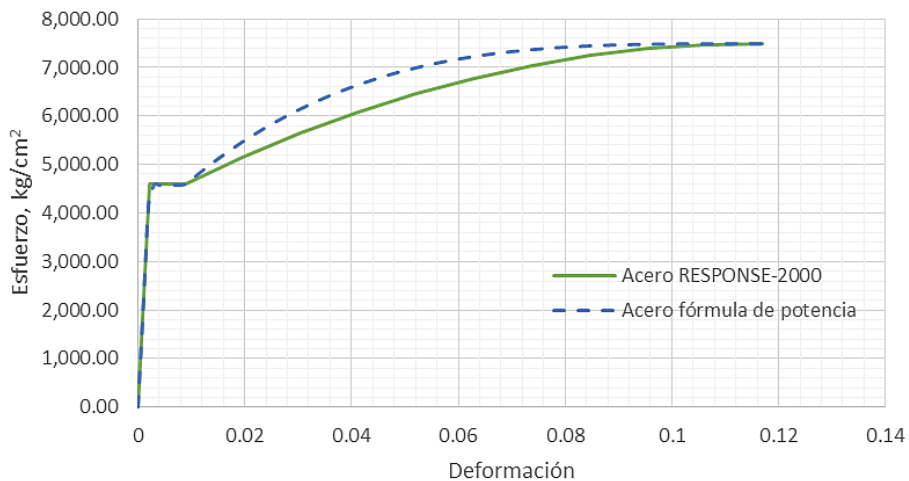


Figura 4.16. Curva de acero en los programas de momento-curvatura.

En RESPONSE-2000 el recubrimiento presenta la misma resistencia que el concreto confinado, es decir, la columna tiene una sola curva esfuerzo-deformación; este detalle toma mayor importancia cuando se poseen grandes espesores de recubrimiento o cuando el efecto del confinamiento es muy significativo haciendo que se sobreestime la resistencia del concreto no confinado. Cuando la columna esté confinada con FRP se tendrá una sola curva esfuerzo-deformación para concreto confinado, es aquí donde es preponderante el uso de RESPONSE-2000 (Capítulo 6).

Establecidas las hipótesis anteriores, se propone llevar el análisis a 4 columnas: 2 en secciones rectangulares y 2 en secciones circulares. Cada uno de los análisis contará con diferentes cargas axiales. La carga axial introducida está en función de un porcentaje de la capacidad concéntrica de la columna para concreto no confinado, es decir:

$$P = nA_g f'_c \tag{4.1}$$

donde:  $n$  es un número real cualquiera (negativo, cero o positivo);  $A_g$  es el área gruesa de la sección transversal y;  $f'_c$  es la resistencia del concreto no confinado.

La Tabla 4.1 presenta los datos de las columnas de estudio para la comparación del análisis momento-curvatura.



Tabla 4.1. Columnas de estudio para el análisis momento-curvatura.

Columna	Sección	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	B (cm)	H (cm)	D (cm)	Rec (cm)	A <sub>sL</sub> (#)*	A <sub>st</sub> (# cm)*	Carga axial (Kg)
1	Rectangular	300	30	60	-	5	4 No. 8	5@20	0
2	Rectangular	350	70	120	-	8	22 No. 12	6@25	58800 (2%)
3	Circular	300	-	-	100	8	20 No. 10	5@20	0
4	Circular	350	-	-	130	8	20 No. 12	6@25	139368.90 (3%)

\* f<sub>y</sub> y f<sub>yh</sub> propiedades del acero mexicano

#### 4.4.1 COLUMNA 1

La curva esfuerzo-deformación de la columna 1 se presenta en la Figura 4.17.

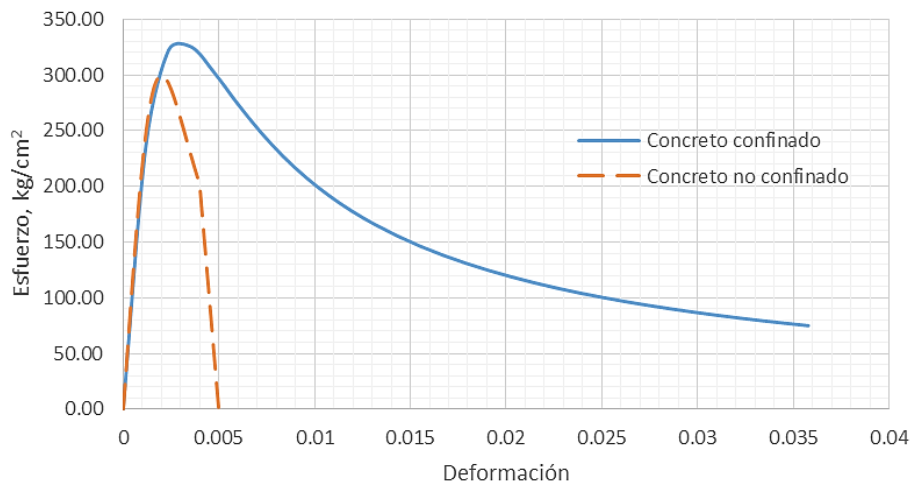


Figura 4.17. Curva esfuerzo-deformación de la columna 1.

Las dimensiones y propiedades de la columna 1 en el programa RESPONSE-2000 se presentan en la Figura 4.18.

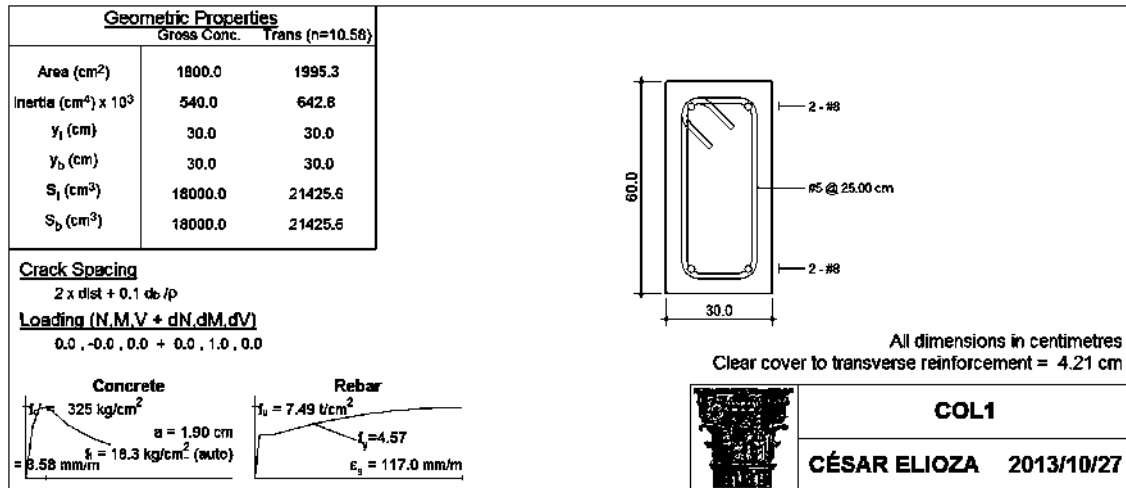


Figura 4.18. Columna 1 en RESPONSE-2000.

La Figura 4.19 presenta la comparación de los diagramas momento-curvatura de la columna 1 calculados con M\_PHI y RESPONSE-2000. Adicionalmente en esta columna se habilitará la opción de “tensión stiffening” al realizar el análisis seccional, es decir, sometido a una microfisuración progresiva y se identificará a la curva como RESPONSE-2000 (TS); el programa M\_PHI por el momento no considera la rigidez por tensión pero si lleva a cabo un desprendimiento del recubrimiento de manera progresiva.

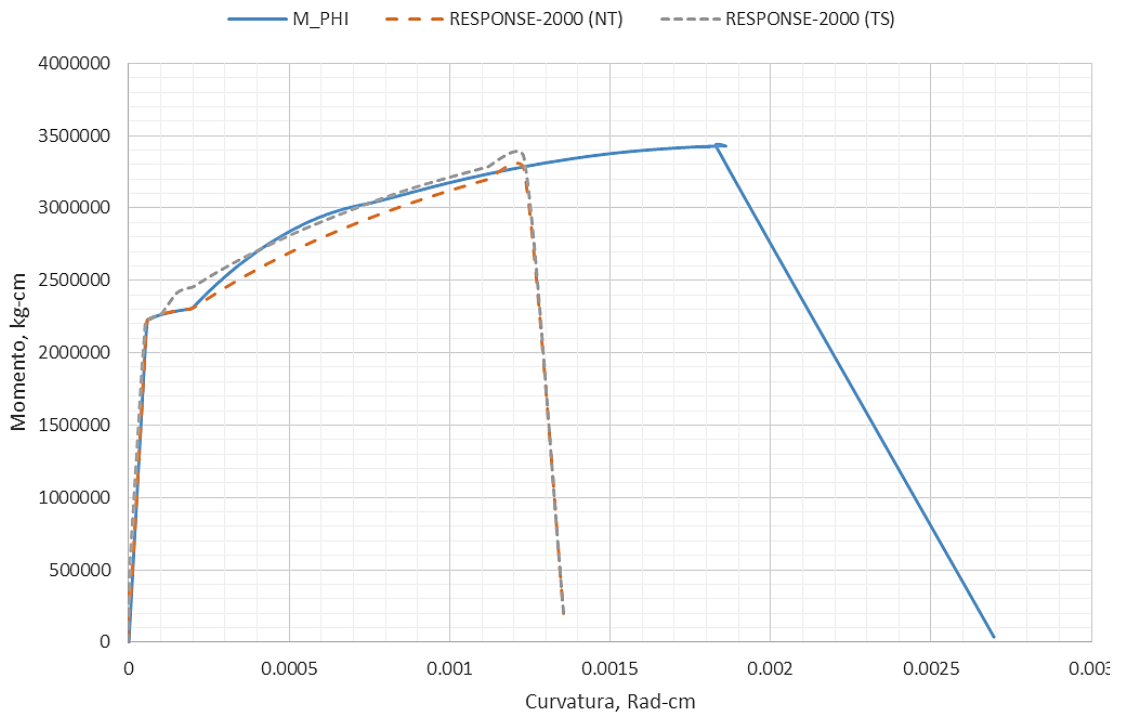


Figura 4.19. Diagrama momento-curvatura de la columna 1.



Puede notarse que la pendiente inicial es ligeramente recta y con valores similares en todas las curvas. Después de la fluencia del acero de tensión la curva de REPONSE-2000 (NT) se comporta similar a la de M\_PHI, sin embargo, cuando el acero comienza a endurecerse parece ser menos significativo el incremento. Por otra parte, la curva RESPONSE-2000 (TS) parece ajustar un poco mejor posterior a la zona de endurecimiento por deformación del acero en tensión. Ambas curvas de RESPONSE-2000 fallan aproximadamente cuando  $\epsilon_{cm} = 0.09$  y  $c = 7.59$  cm. De los resultados de RESPONSE-2000 se conoce que la deformación del acero,  $\epsilon_s = 0.056$ , es mucho menor a la indicada en la falla de  $\epsilon_{su} = 0.117$ , de hecho el esfuerzo arrojado para el acero a tensión es aproximadamente de  $f_s = 6,700$  kg/cm<sup>2</sup> también es mucho menor a  $f_{su} = 7,500$  kg/cm<sup>2</sup> (Figura 4.16). Los valores anteriores indican que el criterio de falla no corresponde forzosamente a la fractura real del acero longitudinal.

#### 4.4.2 COLUMNA 2

La curva esfuerzo-deformación de la columna 2 se presenta en la Figura 4.20.

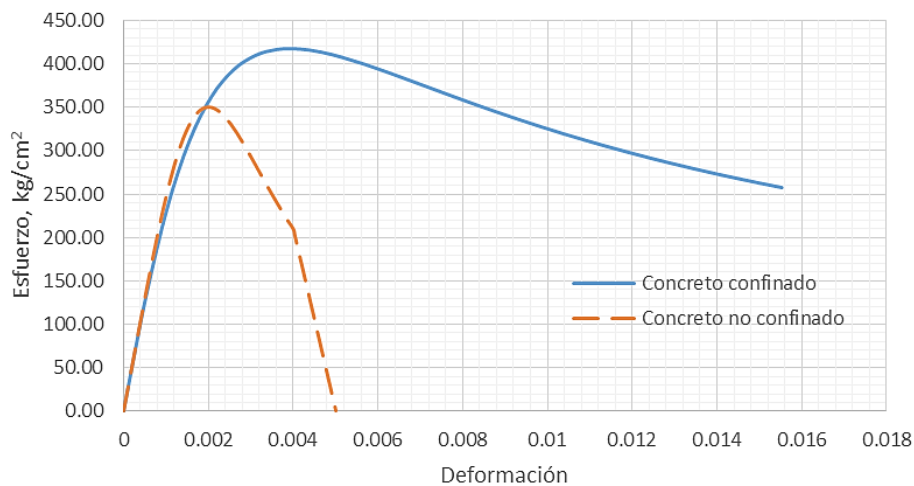


Figura 4.20. Curva esfuerzo-deformación de la columna 2.

Las dimensiones y propiedades de la columna 2 en el programa RESPONSE-2000 se presentan en la Figura 4.21.

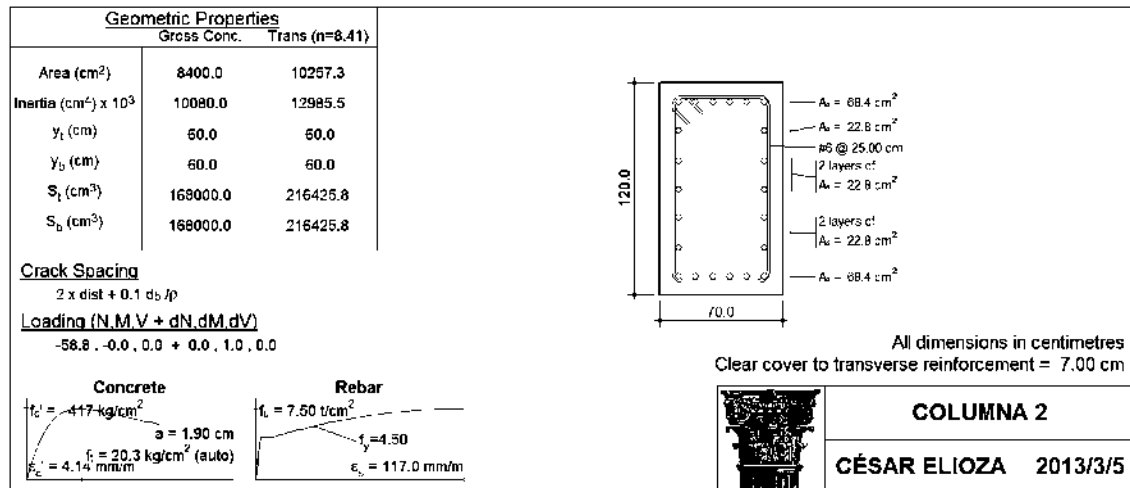


Figura 4.21. Columna 2 en RESPONSE-2000.

La Figura 4.22 presenta la comparación de los diagramas momento-curvatura de la columna 2 calculados con M\_PHI y RESPONSE-2000. La curva que considera la rigidez por tensión se omite debido a que es muy similar a la que sí lo hace.

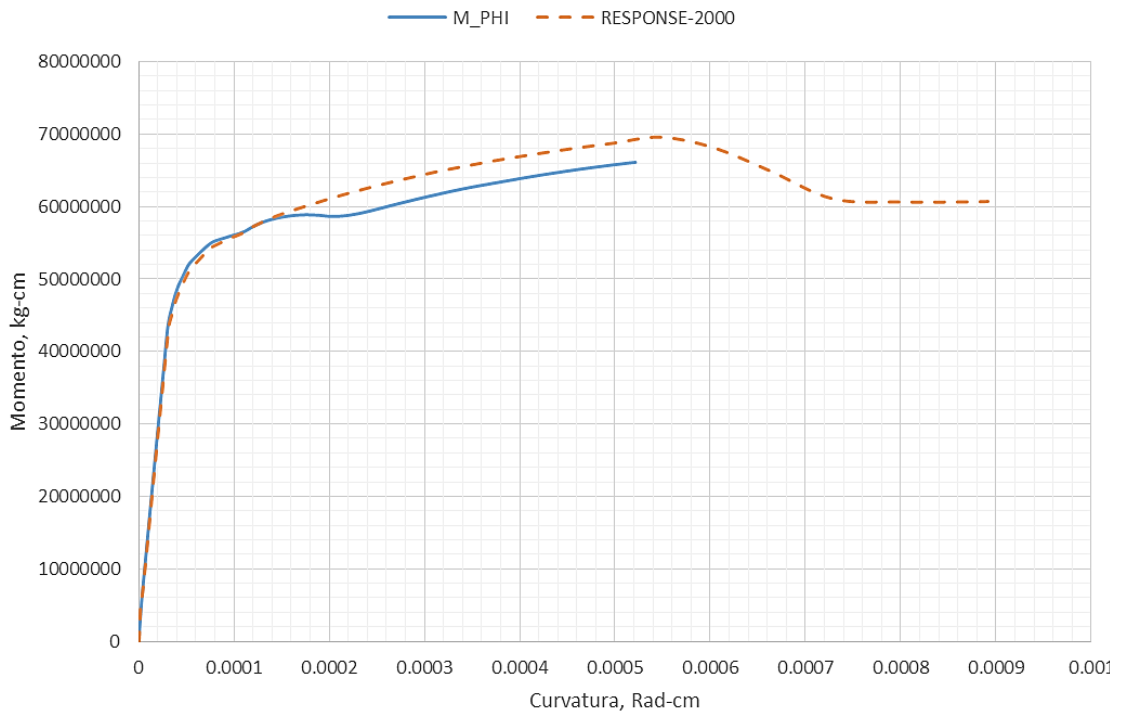


Figura 4.22. Diagrama momento-curvatura de la columna 2.

En la Figura 4.22 puede observarse que la pendiente inicial presenta valores similares en las dos curvas, incluso el cambio gradual de pendiente (fluencia del acero en tensión) es muy similar. A partir de la curvatura de  $\phi = 0.00016 \text{ rad/cm}$  la columna comienza a experimentar el tramo de



descenso de la curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado (aproximadamente en  $\epsilon_{co} = 0.002$ ) y posteriormente la pérdida progresiva del recubrimiento acompañada de la fluencia del acero en compresión. La diferencia de los valores se debe principalmente a que en RESPONSE-2000 no es significativa la pérdida del recubrimiento ya que también lo considera como concreto confinado, el cual aún se encuentra en el tramo de ascenso en la curva esfuerzo-deformación. Posteriormente, la curva M\_PHI experimenta el endurecimiento del acero en tensión y vuelve a ascender hasta que finalmente falla por aplastamiento del concreto confinado (aproximadamente en  $\epsilon_{cu} = 0.015$ ). Al igual que en la columna 1, el criterio de falla en RESPONSE-2000 se presenta cuando  $f_u \approx 6,700 \text{ kg/cm}^2$  y no por el aplastamiento del concreto.

### 4.4.3 COLUMNA 3

La curva esfuerzo-deformación de la columna 3 se presenta en la Figura 4.23.

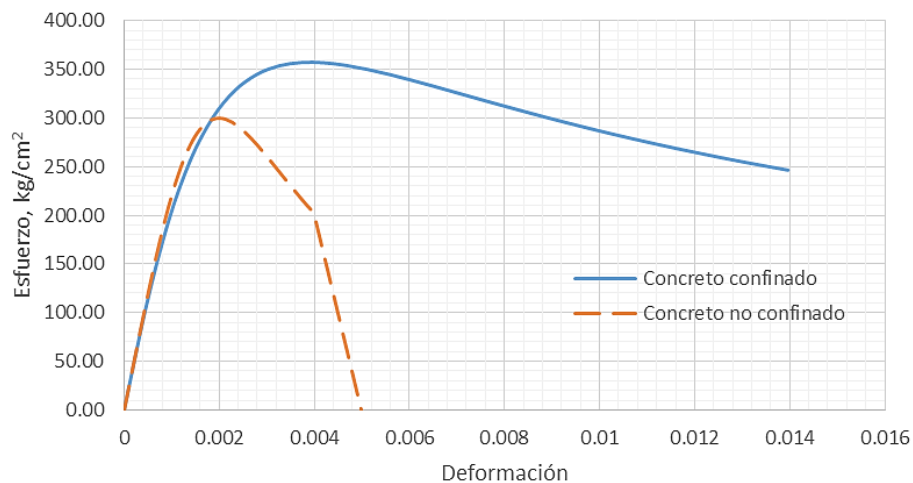


Figura 4.23. Curva esfuerzo-deformación de la columna 3.

Las dimensiones y propiedades de la columna 3 en el programa RESPONSE-2000 se presentan en la Figura 4.24.

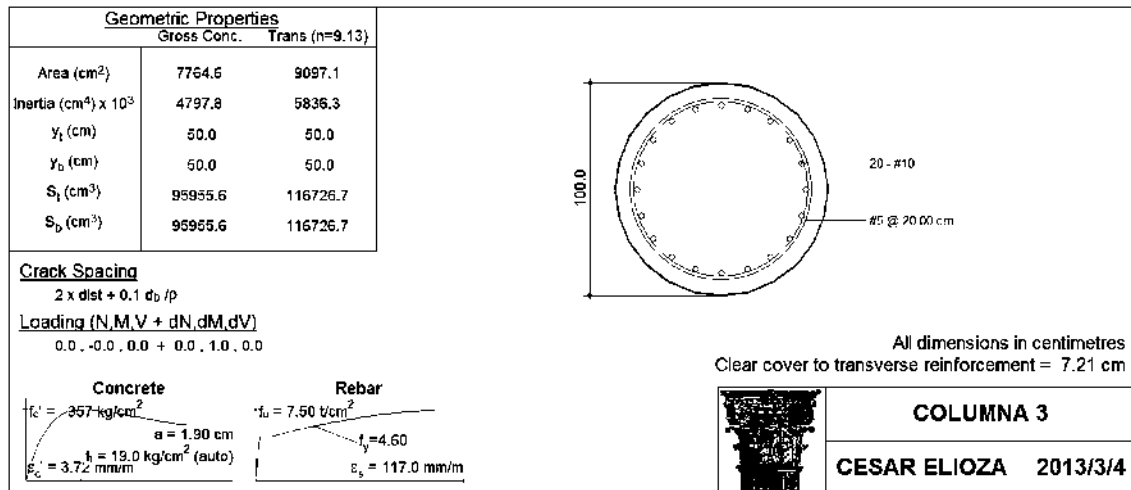


Figura 4.24. Columna 3 en RESPONSE-2000.

La Figura 4.25 presenta la comparación de los diagramas momento-curvatura de la columna 3 calculados con M\_PHI y RESPONSE-2000. En este ejemplo se omite la curva que considera la rigidez por tensión ya que resulta muy similar a la que no lo hace.

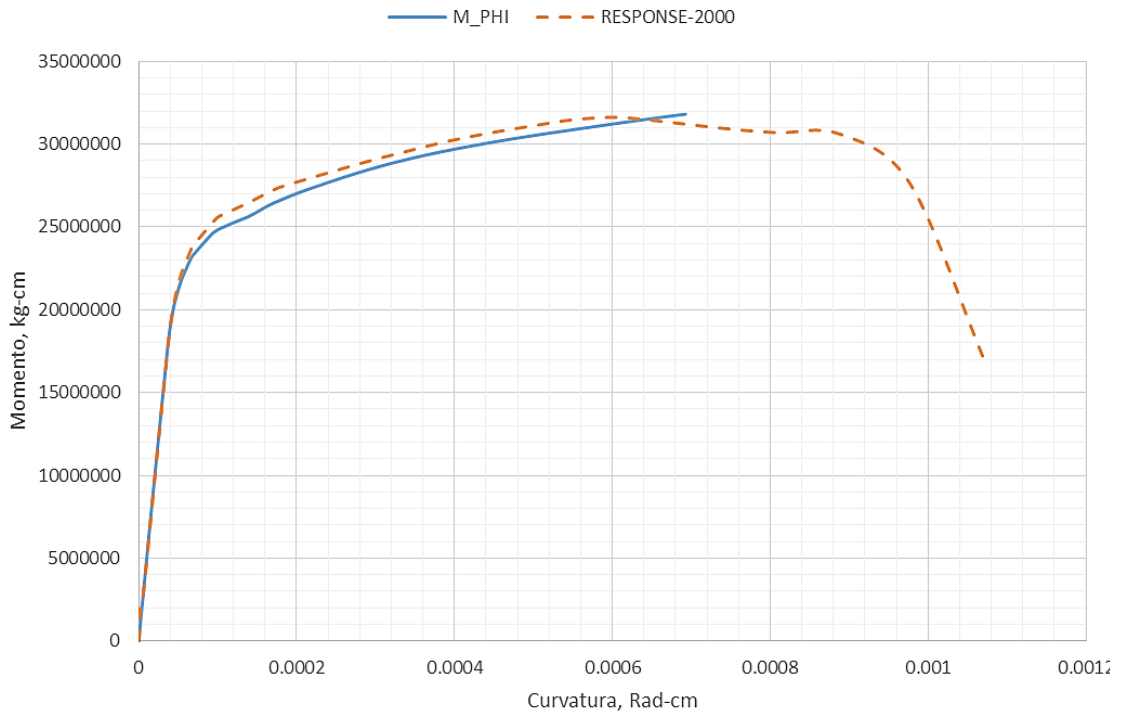


Figura 4.25. Diagrama momento-curvatura de la columna 3.

De la Figura 4.25 se verifica que las pendientes elásticas iniciales de ambas curvas son iguales. La fluencia del acero en tensión comienza aproximadamente en el mismo punto, sin embargo, la curva M\_PHI es menor en los valores del momento debido a que comienza el tramo de



descenso y progresiva pérdida de recubrimiento, mientras que la curva RESPONSE-2000 continúa incrementándose debido que se tiene una sola curva esfuerzo-deformación de concreto para toda la sección. Aproximadamente en una curvatura de  $\phi = 0.00068$  rad/cm la curva de  $M_{PHI}$  termina debido al aplastamiento del concreto confinado mientras que la curva RESPONSE-2000 presenta un ligero decremento en el valor de momento debido a la fluencia del acero en compresión. Adicionalmente en  $\phi = 0.00092$  rad/cm la curva RESPONSE-2000 presenta la primera fractura de la barra en tensión; la curvatura última de RESPONSE-2000 se presenta cuando se fracturan dos lechos más, es decir el 25% del acero longitudinal. En este caso se observó que la fractura del acero se ocurre cuando  $f_u \approx 6,600$  kg/cm<sup>2</sup>.

#### 4.4.4 COLUMNA 4

La curva esfuerzo-deformación de la columna 4 se presenta en la Figura 4.26

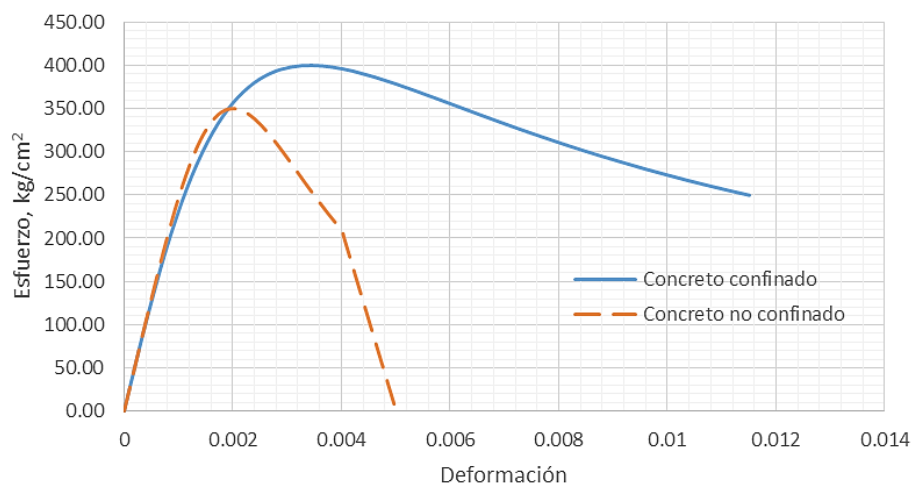


Figura 4.26. Curva esfuerzo-deformación de la columna 4.

Las dimensiones y propiedades de la columna 4 en el programa RESPONSE-2000 se presentan en la Figura 4.27.

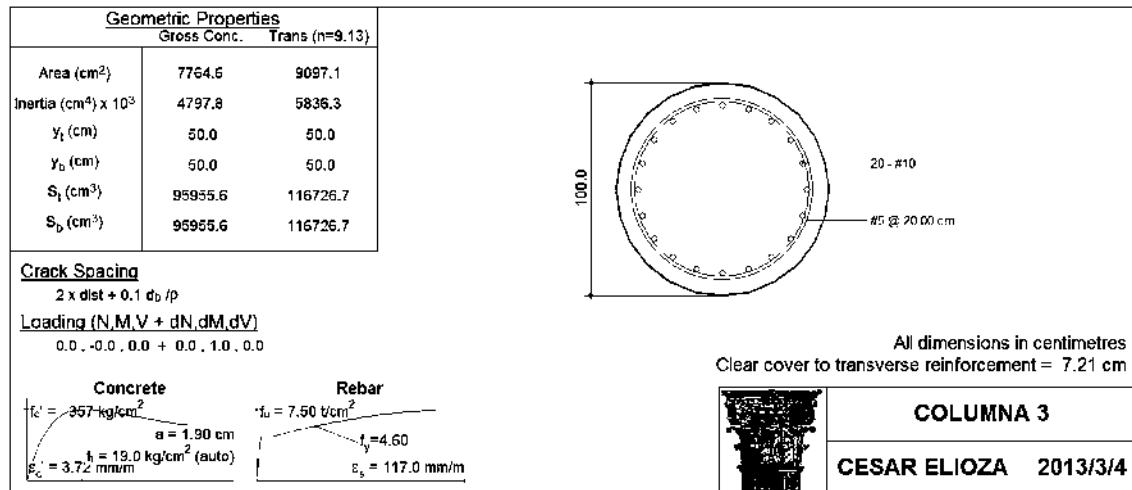


Figura 4.27. Columna 4 en RESPONSE-2000.

La Figura 4.27 presenta la comparación de los diagramas momento-curvatura de la columna 4 calculados con M\_PHI y RESPONSE-2000. En este ejemplo se omite la curva que considera la rigidez por tensión ya que resulta muy similar a la que no lo hace.

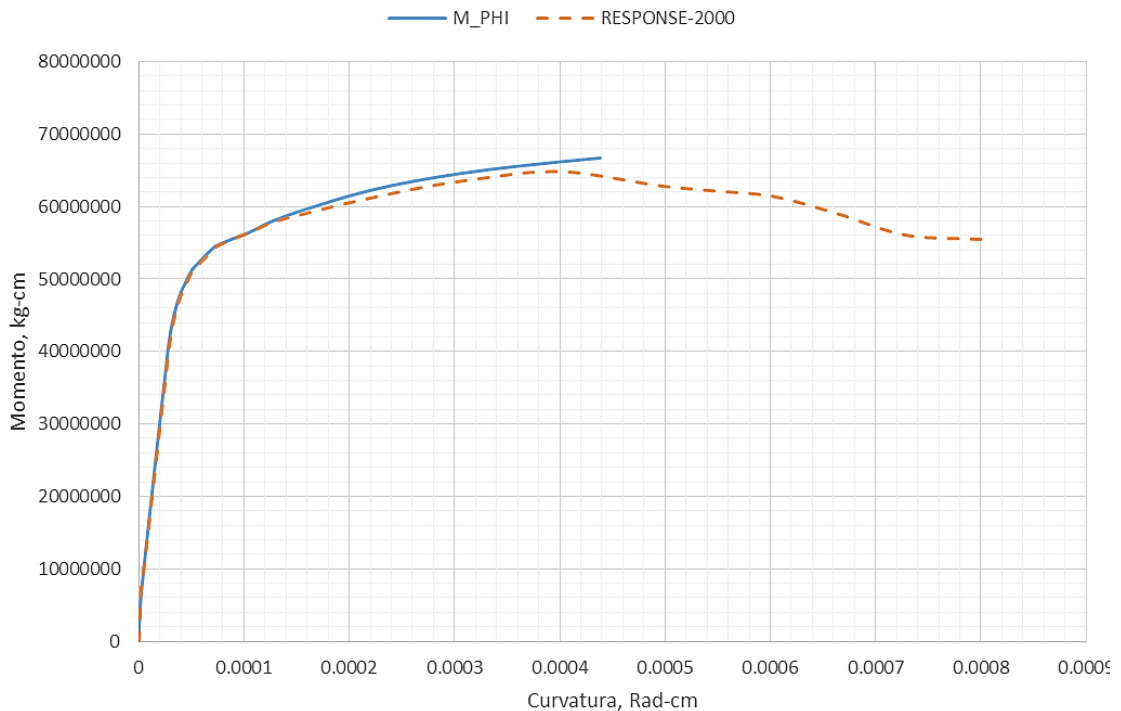


Figura 4.28. Diagrama momento-curvatura de la columna 4.

En la Figura 4.28 puede observarse que las dos curvas se comportan prácticamente igual, incluso la primera fluencia coincide en ambos casos en  $\phi = 0.00003$ ; aproximadamente en  $\phi = 0.00008$  rad/cm comienza la fluencia del primer acero en compresión. En los valores de momento



posteriores a  $\phi = 0.00015$  rad/cm las curvas se separan ligeramente pero mantienen una pendiente similar. La curva M\_PHI falla debido a que se llega a la deformación última del concreto confinado. Por otra parte, el valor máximo de momento para RESPONSE-2000 se presenta justo antes de que comience a desprenderse el concreto de la fibra extrema ( $\phi = 0.0004$  rad/cm). El criterio de falla para RESPONSE-2000 no está bien definido pues ninguna de las barras longitudinales alcanza su fractura.



# CAPÍTULO V

## REFUERZO O REPARACIÓN DE COLUMNAS DE PUENTES

### 5.1 INVESTIGACIONES ANTERIORES

#### 5.1.1 ¿POR QUÉ SE NECESITA IMPLANTAR UNA TÉCNICA DE REFUERZO O REPARACIÓN?

La respuesta es simple pero no única: durante la vida útil de las estructuras deben satisfacerse diversos requisitos, que hasta el momento de diseño no pueden ser conocidos del todo. En algún instante, puede llegar a necesitarse de algún tipo de refuerzo estructural.

Debe observarse que los problemas patológicos detectados en las construcciones tienden a agravarse con el paso del tiempo, es decir, cuanto antes sean descubiertas y corregidas, menor será el costo de rehabilitación. Según la Ley de Sitter (o de los cinco) se recomienda que si las anomalías no son detectadas en la fase de diseño y/o construcción, deben tomarse medidas inmediatas al primer indicio de mal comportamiento (Machado, 2003). El costo del mantenimiento correctivo durante la fase de uso será 5 veces aquel de la fase anterior y 125 veces superior a los costos de diseño (Figura 5.1).

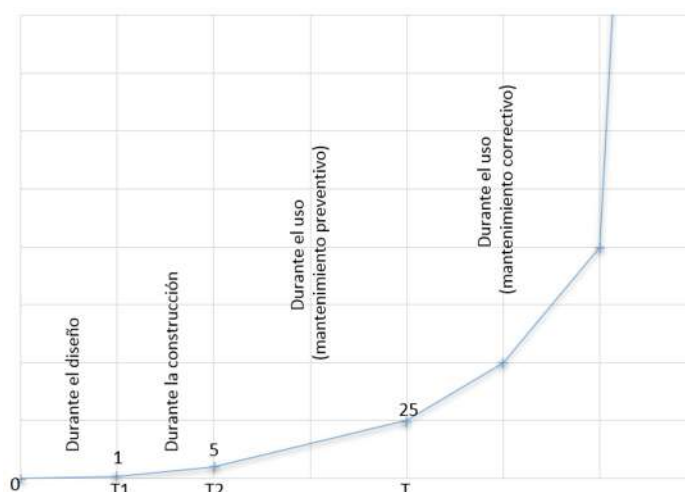


Figura 5.1. Gráfico de Sitter: Períodos de tiempo (T) contra múltiplo del costo inicial de reparación en fase temprana [adaptada de Machado, 2003].

El deterioro de los puentes (y de las estructuras en general) se puede clasificar en dos tipos: deterioro de resistencia y deterioro en durabilidad. El primero de ellos generalmente está



relacionado con los daños como los debidos a las acciones sísmicas, la mala utilización, incremento de cargas, etc. y está vinculado con las propiedades mecánicas del elemento como la resistencia a compresión y cortante o la ductilidad; por otro lado, la durabilidad está asociada a la exposición con ambientes agresivos que ocasionan agrietamiento y corrosión como ciclos de hielo y deshielo, contacto salino, incendios, etc.

Una gran parte de las estructuras construidas alrededor del mundo presentan la necesidad de ser reparadas o reforzadas debido a diversos factores, tales como:

- Envejecimiento y deterioro de materiales
- Actividad sísmica y otras cargas accidentales
- Degradación por exposición ambiental
- Daños causados por incendios
- El Incremento de cargas
- Cambio en la reglamentación (actualización de los códigos)
- Diseño insuficiente
- Errores de cálculo y/o diseño
- Defectos de construcción
- Mala utilización
- Cambio de uso
- Falta de mantenimiento
- Capacidad de servicio limitada: reducir deformaciones, agrietamientos, vibraciones, etc.

En ingeniería civil y particularmente en el área de las estructuras, las expresiones reparar o reforzar han sido utilizadas de forma indistinta a lo largo de los años por diversos autores debido a las similitudes en las técnicas utilizadas, sin embargo, en el presente trabajo se realiza la distinción de conceptos para poder entender de mejor forma lo expuesto en las siguientes páginas. De acuerdo con Vosooghi (2010), el término reparar es utilizado cuando se restaura el desempeño o funcionalidad de una estructura que ha sido deteriorada debido a cargas excesivas como la de un sismo, fuego o ambientes agresivos. Por otro lado, reforzar puede definirse como la mejora en el desempeño o capacidad de una estructura que ha sido diseñada o construida de forma inadecuada.

La exposición al fuego o ambientes agresivos son las principales causas de degradación no sísmica en la resistencia del concreto reforzado. Los ambientes agresivos, como estructuras inmersas en el agua o costeras, donde la presencia de sales y cloruros es elevada promueven la corrosión y el deterioro eventual de la estructura.

Algunos autores que han desarrollado trabajos en esta área son (Vosooghi, 2010):

Lien et al. en 1995 realizaron pruebas experimentales en columnas de CR reparadas que habían sido dañadas por la exposición al fuego. Sustituyeron el concreto dañado con uno de resistencia mayor y concluyeron que la mayoría de los especímenes desarrollaron o excedieron la resistencia y rigidez inicial.

Wootton et al. en 2003 investigaron el uso de CFRP en el refuerzo de especímenes de concreto reforzado expuestos a ambientes agresivos y utilizando diferentes configuraciones de CFRP. Se determinó que el refuerzo prolonga la vida útil, reduce la pérdida de área del acero de refuerzo;



la configuración más apropiada es aquella en que las fibras se colocan horizontalmente ya que se provee de un confinamiento más adecuado.

Pantazopoulou et al. en 2001 experimentaron con cilindros reparados con GFRP que habían sido expuestos a ambientes agresivos.

### 5.1.2 ANTECEDENTES EN EL REFUERZO SÍSMICO EN PUENTES

Después de las actualizaciones en la reglamentación, se demostró que las estructuras diseñadas y construidas posteriormente a 1971 exhibieron un comportamiento aceptable durante los sismos de California, contrariamente a las anteriores a esta fecha. Si bien, la gran mayoría de los puentes se conservaron apropiadamente, aún se presentaron algunos casos en que fallaron porque algunas columnas todavía tenían ductilidades limitadas, e incidentes de colapso de puentes fundamentalmente atribuidos a la separación excesiva de las juntas de expansión.

Debido a la gran cantidad de puentes construidos antes de 1971 existe una gran posibilidad de daño o colapso bajo las excitaciones sísmicas pronosticadas. De acuerdo a criterios probabilísticos se identificó que 37 de los 50 estados de EE. UU. tenían una probabilidad de ocurrencia de temblores mayor o igual al 10% en los próximos 50 años, de los cuales 15 estados eran críticos. A raíz de estos estudios se creó un programa para identificar las deficiencias sísmicas en puentes, evaluar las consecuencias del daño probable y reducir el riesgo al mínimo (Zhang, 1996).

Por ejemplo, el 40% de los puentes en EE. UU. (alrededor de 575,000) son estructuralmente deficientes y obsoletos debido a problemas asociados con el concreto reforzado, además el 25% tiene más de 50 años de haberse construido con lo que sus cargas de diseño han quedado fuera de la realidad.

Los requisitos de refuerzo sísmico en puentes no son exclusividad de los países americanos, por ejemplo, estudios en Nueva Zelanda indicaban que cerca del 80% de los puentes que fueron construidos hasta antes de 1970 necesitaban o necesitan de algún tipo de trabajo de reparación o reforzamiento. En Japón alrededor de 12,000 puentes se identificaron como vulnerables, en algunos de ellos se utilizaron camisas de acero o la adición de camisas de concreto alrededor de la sección transversal anterior (Verma, 1993).

Como era de esperarse el reemplazo total de los puentes no era viable en términos económicos ni de tiempo, por lo que se buscaron técnicas de reparación o reforzamiento que de forma práctica minimizaran los riesgos de las estructuras existentes.

Gracias a los programas de reforzamiento, la mayoría de los puentes se comportaron adecuadamente durante los sismos del 1989 y 1994, disminuyendo los incidentes de daños y proporcionando información muy importante acerca de los aciertos y fracasos en el reforzamiento implantado. No obstante, hubo casos de colapso en algunos puentes readaptados y se le atribuye a que el refuerzo se colocó solo de forma parcial en algunos componentes, resultando insuficiente. Gradualmente se recomendó que los trabajos de readaptación deben extenderse a toda la estructura.

Después del sismo de Loma Prieta, CALTRANS empleó un programa de valoración y refuerzo sísmico de manera acelerada, basándose en su inventario de más de 1500 puentes. En un par de ellos, fueron instaladas camisas de acero en las columnas en complemento de algunos cables restrictores que se utilizaron como refuerzo y para compensar el problema de pérdida de asiento. La colocación de restrictores o topes entre las secciones transversales de la superestructura, además, para mitigar el movimiento o la caída debido a aceleraciones verticales se colocaron dispositivos que fijaran a la superestructura con la subestructura (Verma, 1993).

La Figura 5.2 muestra a un trabajador de CALTRANS soldando una camisa de acero a una columna como parte de su programa de reforzamiento después de los sismos de San Fernando en 1971.



Figura 5.2. Colocación de camisa de acero a una columna de concreto [18].

Los esfuerzos de los investigadores han resaltado la eficacia y economía de las diferentes estrategias de rehabilitación. Los diferentes métodos que se han desarrollado permiten incrementar la resistencia y/o la ductilidad de la subestructura, teniendo como objeto mejorar el comportamiento, prevenir el colapso o evitar dejar inhabilitada la vía vital de comunicación.

A continuación se presenta un resumen de solo algunos trabajos previos en la reparación o reforzamiento sísmico de columnas de puentes carreteros:

French et al. en 1990 propusieron otro método de reparación para elementos con daño ligero a moderado, que consiste en la inyección de epoxi para rellenar las grietas del concreto y restaurar la adherencia con el acero de refuerzo.

Chai et al. en 1991 realizaron pruebas en columnas de concreto reforzado reparadas con camisas de acero bajo cargas sísmicas, se pudo determinar que el encamisado de acero proporciona una reparación efectiva sin presentar pérdida de resistencia hasta que la ductilidad de desplazamiento alcanza el nivel de 4. Este tipo de reparación no es necesaria para puentes construidos bajo reglamentación reciente, ya que no se permiten traslapes de varillas en la región de articulación plástica.



En 1991 Priestley y Seible establecieron procedimientos de mejoramiento y determinaron que el reforzamiento debería incrementarse de manera particular en las zonas de conexión, que hasta entonces no había sido considerado en los procedimientos anteriores.

Seible y Priestley en 1993 dentro de la universidad de California en San Diego llevaron a cabo una serie de pruebas en columnas rectangulares con encamisados de acero y de fibra de vidrio con epoxi en la zona de articulación plástica de columnas en voladizo. Encontraron que ambas técnicas son adecuadas para mejorar la ductilidad, sin embargo, la fibra de vidrio resulta ser un método más adecuado para el reforzamiento de columnas.

Jin et al. en 1994 Realizaron pruebas experimentales comparativas entre columnas sin refuerzo y con refuerzo de fibra de vidrio. Se determinó que el encamisado incrementaba notablemente la ductilidad y la resistencia a cortante en comparación con los especímenes sin refuerzo.

Stoppenhagen et al. en 1995 realizaron pruebas a columnas de marcos de concreto reforzado con daño severo que fueron reparadas utilizando un encamisado de concreto, los resultados mostraron que las columnas fueron reparadas en su totalidad y que la falla pasó de cortante en la columna a flexión en las articulaciones de las vigas. A pesar de los buenos resultados, este esquema de reparación no es del todo aplicable a las columnas de puentes ya que al incrementarse la rigidez y resistencia de la columna puede conducir a fallas no deseadas en los elementos adyacentes.

Seible et al. en 1997 realizaron pruebas en columnas de concreto reforzado, reforzadas con fibras de carbono y encamisados de acero, inicialmente los especímenes tenían problemas de resistencia a cortante, ductilidad de flexión y adherencia en la zona de traslapes. Los resultados mostraron que el espécimen con fibra de carbono presentaba mayor capacidad última a la flexión y una ductilidad de 10, mientras que el encamisado con acero sólo alcanzó un valor de 8.

Xiao et al. en 1999 probaron tres especímenes de media escala para conocer el incremento en resistencia a fuerza cortante: el primero sin refuerzo, el segundo con encamisado de fibra de vidrio con cascarones individuales y el tercero igual que el segundo pero con un cascarón continuo. Se determinó que los dos últimos especímenes proporcionaban una respuesta histerética adecuada en comparación con el primero.

M. Saiidi et al. en el 2000 llevaron a cabo un estudio en la Universidad de Nevada en Reno. Los autores indicaron que tanto la fibra de vidrio como la de carbón son efectivas si se requiere cambiar el modo de falla de cortante a flexión y a su vez incrementar la ductilidad de desplazamiento.

## 5.2 MEDIDAS DE REFUERZO O REPARACIÓN A IMPLANTARSE EN PUENTES EXISTENTES

El objetivo principal de la readaptación o reforzamiento sísmico es minimizar la posibilidad de que se presenten daños importantes durante la ocurrencia del temblor de diseño, con lo que de antemano se acepta un nivel cuantioso de daño que depende de la importancia y tipo de puente, pero que no debe llegar a la falla total o el colapso cuando la magnitud del sismo de diseño es rebasada. El aceptar un determinado nivel de daño es debido a la dificultad, el costo

y tiempo involucrado en fortalecer un puente ya construido como si se tratase de uno nuevo y diseñado con nuevas especificaciones.

Para incrementar la resistencia de los puentes se debe mejorar el comportamiento de varios subsistemas: columnas, zapatas, cabezales, estribos, etc. Algunos de los métodos involucran el utilizar camisas de concreto con acero longitudinal y transversal; la colocación de camisas de acero soldadas o atornilladas “in situ”; la colocación de anillos externos postensados; el encamisado con fibras de carbono; el confinamiento activo envolviendo al elemento en tiras presforzadas; o utilizar fibra de vidrio/epoxi con confinamiento semiactivo (Figura 5.3).



Figura 5.3. Refuerzo de una columna de un puente utilizando materiales compuestos [19].

Otra alternativa para mejorar el comportamiento se alcanza utilizando técnicas de aislamiento sísmico (Figura 5.4). En el caso de puentes, la superestructura está soportada en apoyos y estos pueden ser reemplazados por aisladores con relativa facilidad. El uso de estos dispositivos incrementa los desplazamientos pero reduce considerablemente las fuerzas sísmicas.

El procedimiento general para la evaluación y readaptación sísmica de puentes se describe a continuación. Deberá tomarse con reserva y criterio ingenieril por lo complejo y subjetivo que puede ser.

- Detección preliminar para identificar y priorizar aquellos puentes que necesitan una reparación o reforzamiento.
- Aplicación de la metodología para evaluar de forma cuantitativa la capacidad sísmica, verificando su efectividad para determinar si el reforzamiento es necesario.
- Evaluar si el procedimiento y aplicación es factible en términos monetarios y constructivos.
- Se consideran todas las medidas y requisitos necesarios para el diseño del refuerzo que incrementará la resistencia sísmica.



Figura 5.4. Apoyo de neopreno/plomo "Lead Rubber Bearing (LRB)" en pilas de un puente [20].

Algunos autores proponen métodos de reparación o reforzamiento de acuerdo al tipo de falla o deficiencia que presenta la estructura, es de señalar que se trata de técnicas convencionales sin ahondar en sistemas de protección más sofisticados como el empleo de masas resonantes, disipadores de energía o aislamiento de base (Zhang, 1996). A continuación se presentan dichos métodos:

- 1) Falla de la superestructura debido a la inadecuada capacidad de resistir fuerzas o desplazamientos:
  - a. Instalar restrictores longitudinales en las uniones y anillos transversales con objeto de incrementar la ductilidad de desplazamiento.
  - b. Extender la longitud de asiento.
  - c. Reemplazar los apoyos ya que su falla puede resultar en colapso o en la pérdida de funcionalidad de la superestructura (Figura 5.5).





Figura 5.5. Reposición de apoyos para corregir carencias en el sistema de anclaje y estribo en la Calzada Vandulciel, Salamanca [21].

- 2) Falla de la columna debido a las deficiente ductilidad a la flexión, resistencia a cortante y flexión en la zona afectada por los traslapes de barras:
  - a. Proporcionar un encamisado de acero si es que se tiene un confinamiento inadecuado o existen traslapes en la zona posible de articulación plástica.
  - b. Utilizar zunchos de acero de presfuerzo.
  - c. Confinar a la columna mediante un encamisado de material compuesto, como la fibra de vidrio/resina epóxica.
  - d. Incrementar las dimensiones de la sección transversal reforzando a través de una camisa de concreto reforzado.
  - e. Insertar zunchos externos de acero tensionados por medio de arreglos en forma de torniquetes.
  
- 3) Falla de los cabezales de concreto reforzado debido a las deficiencias en flexión, cortante o torsión; cortante en la unión con la o las columnas:
  - a. Agregar vigas de soporte o apoyo adicional (“bolsters”) en ambos lados del cabezal si es que se necesita incrementar la resistencia y la ductilidad (Figura 5.6).
  - b. Colocar vigas de soporte o apoyo adicional (“bolsters”) de peralte total a ambos lados del cabezal para incrementar la profundidad del elemento a flexión si la resistencia a cortante es inadecuada.
  - c. Reemplazar la unión de la columna con el cabezal o agregar concreto reforzado a los lados de la zona de unión si es que se tiene una resistencia a cortante deficiente.
  - d. Agregar vigas de borde en el plano de las columnas desde una pila a otra si es que se necesita incrementar la resistencia a torsión del cabezal.

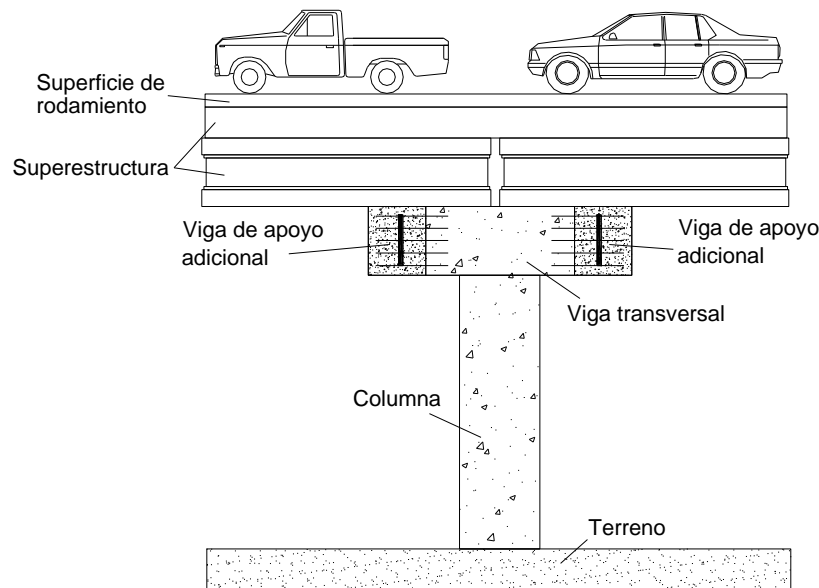


Figura 5.6. Vigas "bolsters" utilizadas como medida de refuerzo para extender la longitud de asiento del cabezal e incrementar la capacidad de la viga-cabezal [readaptada de (22)].

- 4) Falla de la cimentación debido a deficiencias en la resistencia a flexión o cortante, unión columna-zapata, mal anclaje de la columna, capacidad de la pila o mala resistencia al volteo:
  - a. Anclar y superponer una nueva parte de concreto reforzado a la cimentación existente o incrementar la profundidad de la zapata si es que la resistencia a flexión es inapropiada.
  - b. Si se necesita aumentar la capacidad a cortante se puede aumentar la profundidad de la cimentación o perforar al elemento verticalmente u horizontalmente con objeto de anclar nuevas barras de acero preferiblemente presforzadas.
  - c. Si la cimentación tiene problemas de volteo se pueden incrementar las dimensiones en planta, agregar pilas o pilotes a tensión o incluso utilizar anclajes de suelo o roca que aminoren el problema.
  - d. Si la cimentación presenta daños puede ser reemplazada mediante varios métodos.
  
- 5) Falla de los estribos debido a la pérdida de terreno, falla del suelo detrás del elemento o un movimiento permanente del estribo:
  - a. Colocar una losa en el espacio detrás para que proporcione continuidad entre el tablero del puente y el estribo.
  - b. Agregar suelo o anclajes de gravedad para prevenir o minimizar el desplazamiento del estribo ya sea horizontal o verticalmente.



## 5.3 JUSTIFICACIÓN PARA LA EVALUACIÓN Y REFUERZO DE LOS PUENTES CONSTRUIDOS HASTA ANTES DE 1970

### 5.3.1 ARGUMENTACIÓN GENERAL

Existen diversas razones por las que en las estructuras deberían implantarse técnicas de reforzamiento, sin embargo, de acuerdo con lo expuesto en capítulos anteriores, el presente proyecto presta especial atención a las deficiencias el diseño de columnas de puentes de concreto reforzado construidos antes de 1970 y que pueden estar sujetas a cargas de tipo sísmicas.

Las deficiencias posibles de las estructuras pre 1970 bajo acciones sísmicas están basadas en la incertidumbre acerca del comportamiento post elástico de las estructuras:

- 1) deficiencias asociadas a la falta de especificaciones para proporcionar ductilidad y resistencia al elemento de forma local y;
- 2) Las deficiencias asociadas al comportamiento global de la estructura bajo ciclos de cargas en el intervalo inelástico.

El proceso de diseño sísmico ha avanzado significativamente alrededor del mundo desde 1970, los mayores avances son gracias al entendimiento del comportamiento dinámico postelástico de las estructuras, la adopción de la filosofía de diseño pro capacidad y los métodos para el detallado del acero de refuerzo; gracias a estos puntos se puede lograr un comportamiento dúctil ideal para sismos fuertes.

Sin embargo, existen diversas estructuras que fueron construidas antes de que se conociesen dichos avances y que por lo tanto son deficientes bajo la mira de los códigos actuales. Las columnas pre 1970 presentan una cantidad considerable de deficiencias que conducen a distintos tipos de fallas en la subestructura, como son: falla por cortante, reducción de adherencia en la zona de traslapes, falla prematura del concreto a causa del bajo confinamiento o una combinación de las fallas.

A partir de los daños ocurridos bajo sismos de magnitudes importantes se ha visto la necesidad de la evaluación y reforzamiento de las estructuras alrededor del mundo. En los últimos años se han venido desarrollando procedimientos que permiten la evaluación y refuerzo sísmico.

### 5.3.2 MÉXICO

La infraestructura del transporte es un pilar indispensable para el fomento económico y social de cualquier país. De manera particular, los puentes atienden al propósito de la comunicación, permiten el flujo tanto de mercancías como de conocimientos y enriquecen al país de distintas maneras.

Es conocido por todos los mexicanos que las carreteras libres de peaje no son tan imponentes como el sistema de cuota. En México, La Red Carretera Federal o Libre de Peaje tiene una cantidad importante de puentes carreteros, que pese a su simpleza, permiten la comunicación de un lugar a otro. Existe un gran número de comunidades que dependen de los puentes para

su acceso y otras regiones, que aunque estén aisladas, también contribuyen de forma activa en el desarrollo económico y social del país.

Un ejemplo claro es el puente El Carrizo – La Cofradía (Figura 5.7) que conecta a los municipios de Parácuaro, Apatzingán y Tumbiscatío y cruza el río Tepalcatepec, beneficiando a más de cuatro mil 500 habitantes de las comunidades de la región, y de una forma determinante a productores de limón, pepino, papaya, jitomate, maíz y sorgo, que pueden comercializar oportunamente sus frutas, hortalizas y granos a otras regiones del estado o del país.



Figura 5.7. Puente El Carrizo – La Cofradía en Michoacán [23].

Si bien se plantearon algunas razones de la importancia de los puentes en México, aún existen mil y una más por las que es necesario que el sistema de puentes se mantenga en buen estado y que después de la ocurrencia de un evento sísmico permanezca abierto al tránsito de emergencia.

Como se ha tratado en el capítulo anterior, muchos de los puentes carreteros que se encuentran en la red fueron diseñados durante los años de 1960 a 1970 y poco más, cuando todavía no se tenía en cuenta el diseño postelástico de las pilas y posiblemente sin considerar en su diseño la carga sísmica o con cargas laterales, obedeciendo a una filosofía de diseño que se mostró fuertemente errónea.

Además, en México no existía una normatividad o sugerencia de diseño de puentes hasta la aparición del Manual de Diseño Sísmico de la Comisión Federal de Electricidad en 2010 (MDOC, 2008).

Por las razones expuestas en temas anteriores, en el presente proyecto se presta especial atención a las deficiencias en el diseño y respuesta de columnas de puentes de concreto reforzado construidos antes de 1970.

## 5.4 APLICACIÓN EN COLUMNAS DE PUENTES



La práctica habitual del diseño sísmico de puentes permite el daño de la subestructura cuando se presenta un sismo fuerte o moderado; cuando se presenta el máximo sismo esperado, el puente también exhibirá un daño extenso pero no deberá colapsar, es decir, se presentará una no linealidad considerable donde el concreto se daña y el acero de refuerzo transversal incursiona en el intervalo inelástico o sufre rotura.

Se pretende que bajo sismos frecuentes la estructura pueda ser reparada o que algunas de sus partes puedan reemplazarse. El nivel de daño de la subestructura depende principalmente de la intensidad, tipo de sismo y de la demanda de ductilidad (fuerza/deformación) de cada columna individual.

La apreciación del ingeniero será lo que defina si el puente se encuentra suficientemente seguro para ser abierto al tráfico, si necesita de una reparación o si será necesario reemplazar alguna de sus partes. Si la reparación es necesaria se debería recomendar el método o técnica más apropiada tomando en cuenta factores no solo ingenieriles sino temporales, económicos, sociales y hasta políticos. El método más apropiado será aquel que permita la circulación rápidamente y que garantice la seguridad, cualquier tipo de retraso en la apertura del puente puede tener consecuencias considerables, por ejemplo, vehículos de emergencia obstaculizados o grandes longitudes de desvío.

Se tienen varias técnicas de reparación o refuerzo. Las más utilizadas y que han sido comprobadas son: encamisado de acero, encamisados de concreto, utilización de cables de presfuerzo y el uso de materiales compuestos.

#### 5.4.1 REFUERZO CON ENCAMISADO DE ACERO

El encamisado de acero ha sido adoptado por el CALTRANS como la principal técnica de reparación después del sismo de Northridge en 1994, a partir de este año se ha adicionado a cientos de puentes (Cheng, 2000).

El propósito principal de esta técnica es incrementar la capacidad a cortante y el grado de confinamiento. Originalmente se desarrolló para columnas circulares y consiste básicamente de dos mitades de placas de acero a manera de cascarón (carcasa de acero) que se colocan alrededor de la columna existente, las dos mitades pueden tener una preparación para atornillarse o pueden ser sueldadas en campo (Figura 5.8).

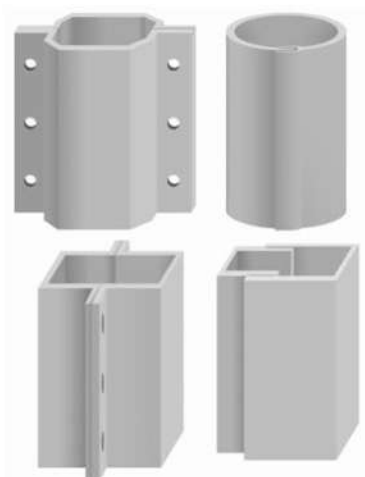


Figura 5.8. Diferentes tipos de camisas de acero.

El espaciado entre la sección y la camisa generalmente es un par de centímetros más grande que el diámetro de la columna, aproximadamente una pulgada (2.5 cm). El espacio que queda entre la camisa y el elemento es relleno con cemento expansivo (grout).

El encamisado puede ser utilizado como método pasivo o activo y es más eficiente en secciones transversales circulares que en secciones angulares u ovaladas.

A pesar de que las ventajas sean bastas, las desventajas también deben considerarse, entre ellas se encuentran: el problema de corrosión, el tiempo requerido para su instalación, el peso, etc. Debido al uso especializado de personal y maquinaria, el costo de instalación es elevado y en ocasiones el tráfico debe interrumpirse con lo que también se afecta la seguridad de los transeúntes.

#### 5.4.2 REFUERZO CON ENCAMISADO DE CONCRETO

El refuerzo con camisas de concreto se utilizó en la práctica de reparación de puentes en Japón y en edificios dañados durante el sismo de 1985 en México. Algunos experimentos indican que con este método se provee al elemento de una resistencia adicional, mejoramiento en la capacidad a la flexión, aumento de resistencia a cortante, un mejor confinamiento, una mayor disipación de energía, etc (Dunwoodie, 1997).

Con las camisas de concreto se persiguen objetivos similares que con las camisas de acero, pero con la ventaja adicional que los problemas de corrosión son minimizados y que en la mayoría de los casos no existe la necesidad de un equipamiento especial para su colocación, simplemente basta con escarificar la superficie del elemento original (Figura 5.9) y colar la nueva camisa de concreto sobre ésta. No obstante se afectan mayormente las dimensiones del elemento lo cual puede resultar inaceptable en espacios reducidos; además se puede perturbar la rigidez del elemento, en algunos casos será conveniente y en otros totalmente inaceptable dependiendo del propósito de reforzamiento. Prietsley en 1996 (Voosoghi, 2010) indicó que utilizando encamisados de concreto reforzado se incrementa la rigidez entre un 25% a 75% en contraste con el preferible 20-40% ganado con camisas de acero. Además del posible incremento de

rigidez, el tiempo de curado es largo y el incremento del peso es considerable. A pesar de los problemas inherentes del encamisado con concreto, este tipo de técnica ha sido de las más utilizadas en los últimos años.

En el diseño de puentes, las articulaciones plásticas en las columnas son las que generalmente proveen a la estructura de ductilidad. Para mantener el núcleo bien confinado y poder alcanzar grandes esfuerzos en compresión se pueden agregar estribos al refuerzo con camisas de concreto. Los estribos circulares aportan una presión de confinamiento uniforme en comparación con los estribos rectangulares, ya que estos últimos poseen cierto grado de flexibilidad entre barras de acero longitudinal. En los códigos se reconoce que los estribos circulares y las espirales son alrededor de dos veces más efectivos que los estribos rectangulares (Dunwoodie, 1997).



Figura 5.9. Preparación para encamisar con concreto una columna central de un edificio [25].

#### 5.4.3 REFUERZO CON CABLES DE PRESFUERZO

El refuerzo con cables de presfuerzo se ha venido implantando alrededor del mundo con el principal objetivo de incrementar la capacidad de los elementos estructurales. Por razones económicas, es más conveniente aumentar la resistencia de las estructuras existentes que sustituirlas. En México, el sistema FRICON (FRicción-CONector) ha sido el más utilizado en puentes carreteros (Figura 5.10).



Figura 5.10. Sistema "FRICON" para el reforzamiento de puentes de concreto [26].

Algunas de las ventajas de este tipo de sistema son las siguientes: no requiere de operaciones destructivas para su instalación, se refuerza simultáneamente por flexión y cortante, la instalación se realiza en unos cuantos días, permite verificar y ajustar las tensiones fácilmente, se instala sin interrumpir la circulación de vehículos.

El presfuerzo consiste en colocar interna o externamente cables de acero con una trayectoria determinada. Su instalación consiste básicamente en los siguientes pasos: perforar al elemento, colocar conectores y desviadores, colocar los tendones de acero tensar los sujetadores y ajustar las tensiones por medio de gateo.

El presfuerzo puede también puede ser utilizado para confinamiento de algunos elementos (Figura 2.19). A pesar de las ventajas aparentes, el sistema de postensado puede cambiar las propiedades dinámicas de forma importante (rigidez o periodo) por lo que ser utilizado como refuerzo sísmico o para proporcionar ductilidad, no tiene aplicación práctica.

#### 5.4.4 REFUERZO CON ENCAMISADO DE MATERIALES COMPUESTOS

Esta técnica consiste en el encamisado del elemento utilizando materiales compuestos también conocidos como FRP. La aplicación no presenta las deficiencias de las otras técnicas de reparación haciendo que el uso de materiales compuestos sea la opción más viable para el refuerzo en columnas de puentes. La mayoría de los encamisados con FRP no afectan de forma significativa la rigidez lateral de las columnas y por lo tanto no altera las propiedades dinámicas de la estructura global. El FRP cuenta con propiedades anisotrópicas, siendo el eje longitudinal el de mayor resistencia cuando se trabaja a tensión.

Un material compuesto es aquel formado combinando dos o más materiales distintos y con lo cual se obtienen propiedades superiores a las de los constitutivos por sí solos; consta de dos partes: el elemento de refuerzo y la matriz de soporte; el elemento de refuerzo proporciona la mayor rigidez y resistencia, mientras que la matriz une al elemento con el material y lo protege del daño.

Por lo general los materiales utilizados son la fibra de vidrio, la fibra de carbono, el kevlar, etc. las cuales son adheridas a través de resinas. Este tipo de materiales presentan una serie de



propiedades únicas como la relación elevada resistencia-peso, resistencia-fatiga, resistencia-corrosión y ambientes agresivos. La Figura 5.11 ilustra la versatilidad de aplicaciones de los materiales compuestos en diferentes elementos estructurales.

A diferencia del acero, las propiedades mecánicas de los FRP varían significativamente de un producto a otro; algunos factores que influyen en su desempeño son: el volumen, el tipo de fibra, la resina, la orientación, etc. Los FRP tienen un peso específico entre 1.5 y 2 t/m<sup>3</sup>, es decir, son entre 4 y 5 veces más ligeros que el acero, lo que facilita notablemente su transporte, manipulación, tiempo de instalación, entre otras cosas; lo que hace que el FRP sea una de las principales opciones de refuerzo o reparación en vialidades importantes.

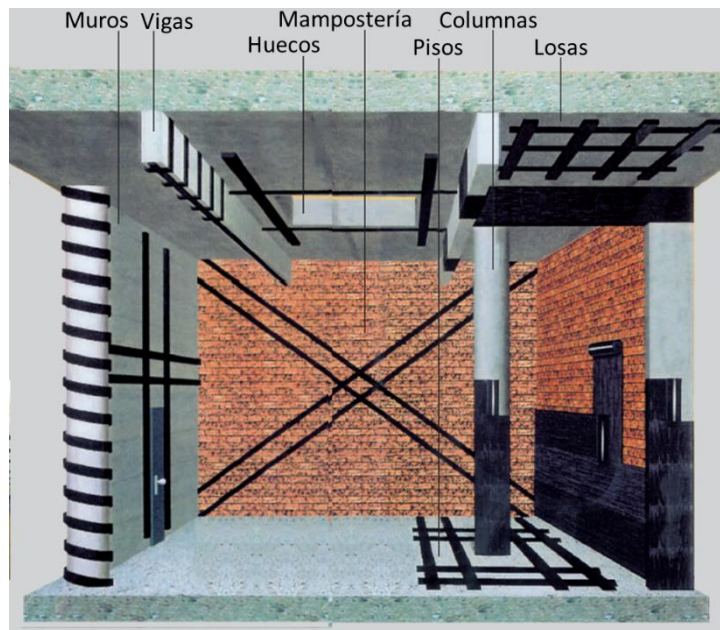


Figura 5.11. Múltiples aplicaciones de FRP en diferentes elementos estructurales [27].

# CAPÍTULO VI

## EL FRP COMO TÉCNICA DE REPARACIÓN O REFUERZO

### 6.1 EL FRP EN LA INGENIERÍA CIVIL

#### 6.1.1 INFORMACIÓN GENERAL

El FRP está conformado principalmente de dos materiales, uno de ellos en forma de fibras y el otro por una matriz de unión o soporte. El FRP es un material anisótropo que presenta su máxima resistencia en la dirección de las fibras y bajo esfuerzos de tensión, su comportamiento es lineal hasta la falla y no presenta ningún tipo de plasticidad (fluencia). Pese a que la mayoría de los materiales comerciales son unidireccionales, poco a poco se han incorporado en el mercado productos con propiedades bidireccionales.

Diferentes instituciones o departamentos alrededor del mundo han venido implantando el FRP debido a las ventajas que representa en el refuerzo o reparación de estructuras, no obstante, en algunos países en vías de desarrollo que no cuentan con suficiente investigación o reglamentación propia, existen algunas incertidumbres en su utilización.

Las ventajas inherentes de la utilización del FRP son bastas y pueden lograrse resultados similares a otras técnicas de refuerzo con un menor tiempo de ejecución y mano de obra, reduciendo así el costo total. Entre otras cosas se ha visto que las fibras aumentan la disipación de energía, ductilidad, resistencia al impacto y control de grietas; el decremento de la rigidez pos-agrietamiento es menor y las deformaciones en el acero a flexión disminuyen.

La Figura 6.1 muestra el esquema tradicional refuerzo en el edificio McKinley en Alaska que sufrió daños después de un evento sísmico.



Figura 6.1. Elementos estructurales adicionales y la ampliación de las columnas. El FRP como alternativa de refuerzo minimizó los problemas de costo-tiempo y masas adicionales [28].

El puente Cutzamala en Cd. Altamirano, Guerrero, fue inspeccionado mediante el SIPUMEX y se determinó que era necesario reforzarlo debido a que las cargas de tráfico vehicular se habían incrementado a lo largo de los años y las traveses del puente necesitaban ser reforzadas por flexión y cortante, aumentando así el factor de seguridad de la estructura. Se propuso un sistema de reforzamiento a base de fibras de carbono, evitando el procedimiento invasivo con cables de acero, minimizando la corrosión y la interrupción del tráfico vehicular (Figura 6.2).



Figura 6.2. Refuerzo con FRP del puente Cutzamala [29].

En la ingeniería civil las fibras de materiales compuestos pueden tener diferentes presentaciones. El FRP como refuerzo externo se presenta en forma de láminas, placas, camisas o cascarones utilizados para incrementar las características o reparar los elementos estructurales (Figura 6.3). Además, puede utilizarse como tendones de presfuerzo como los colocados en tableros de puentes. El FRP como refuerzo interno se puede presentar con forma de mallas, varillas o tendones que generalmente reemplazan la utilización de los materiales convencionales (Figura 6.4). El FRP como protección ambiental generalmente utilizado para evitar o disminuir problemas relacionados con la corrosión y agentes agresivos. El FRP en elementos estructurales nuevos se coloca en vigas, columnas, conexiones, tableros, cubiertas, etc.



a)

b)

Figura 6.3. Orientación de las fibras dependiendo el propósito; a) Flexión y; b) Flexión y cortante [30].



Figura 6.4. Colado de tablero de puente utilizando rejillas de fibra de vidrio como refuerzo [31].

## 6.2 CONFIGURACIÓN DEL FRP

### 6.2.1 MATERIALES CONSTITUYENTES

Los sistemas con FRP están compuestos principalmente por matrices o resinas, fibras plásticas y otros aditivos. A continuación se describen brevemente cada uno de ellos.

#### 6.2.1.1 MATRICES

La principal función de la matriz es unir al FRP con el elemento estructural, poder transferir las cargas entre sí y proteger al elemento contra la exposición ambiental. Algunas de las propiedades mecánicas del FRP dependen del tipo de matriz utilizada y por lo general el fabricante proporciona las características de diseño siempre considerando el tipo de fibra y matriz compatible.

Entre los tipos de resinas se puede encontrar imprimadores primarios, los reguladores de superficie, los saturantes adhesivos y los revestimientos protectores. Los imprimadores primarios ayudan a preparar la superficie para recibir al adhesivo o matriz principal; los reguladores de superficie se utilizan principalmente como relleno de vacíos y nivelador de superficies; las resinas de saturación o matrices son utilizadas para la impregnación de las fibras, esta matriz ayuda a la fijación del material y a la transmisión de esfuerzos; finalmente, una resina protectora es un revestimiento que se coloca una vez que el material principal se ha curado y su objetivo principal es proporcionar una protección adicional.

Algunas de las propiedades que debe tener una matriz son (Machado, 2003):

- Compatibilidad con el sustrato y elevada resistencia de pegado y fijación.
- Resistencia adecuada para una gran variedad de agentes ambientales, altas temperaturas, ambientes salinos, etc.
- Capacidad de relleno de vacíos.
- Compatibilidad de adherencia con la fibra utilizada.



Existe en el mercado una gran cantidad de matrices y la elección de ellas depende de las características deseadas en el material final y de las recomendaciones de los fabricantes. Una matriz termoestable se obtiene de la transformación química de una resina, tal es el caso del epoxi el cual es compatible con todos los tipos de FRP. La resistencia del epoxi puede llegar a 60 MPa con un módulo de elasticidad de 3450 MPa. Por otro lado están las matrices termoplásticas que no requieren de algún proceso químico y presentan una mejor capacidad de deformación antes de la falla, un gran periodo de vida útil y la manejabilidad al aplicar calor elevado, además su tiempo de elaboración es muy corto por lo que es ideal para la producción en masa.

### 6.2.1.2 FIBRAS

Las fibras de carbono, vidrio y arámidas son las comúnmente utilizadas como elementos de refuerzo estructural en los sistemas compuestos y en forma de láminas delgadas o camisas. Las fibras proporcionan a los sistemas compuestos sus características de resistencia y las diferencias que hay entre ellas dependen principalmente del proceso de elaboración. Las fibras, que son probadas a tensión, presentan un comportamiento lineal hasta la falla, y como muchos de los materiales en la ingeniería, mientras mayor sea su resistencia (módulo de elasticidad) menor será su capacidad de deformación.

De forma general, en primer lugar de resistencia se encuentra la fibra de carbono, seguido por la fibra de arámidas y por último la fibra de vidrio; todas ellas con valores mucho mayores que el acero convencional. La Figura 6.5 muestra la comparativa entre las diferentes fibras comerciales. En el apéndice A.4 se registran las propiedades de diferentes tipos de fibras comerciales.

Uno de los principales inconvenientes de las fibras son sus efectos adversos a las altas temperaturas que hacen que las fibras se “ablanden”. Debe prestarse especial atención a las propiedades suministradas por el fabricante y las recomendaciones de colocación. En la actualidad el problema se ha disminuido con la incorporación al mercado de nuevas resinas para altas temperaturas.

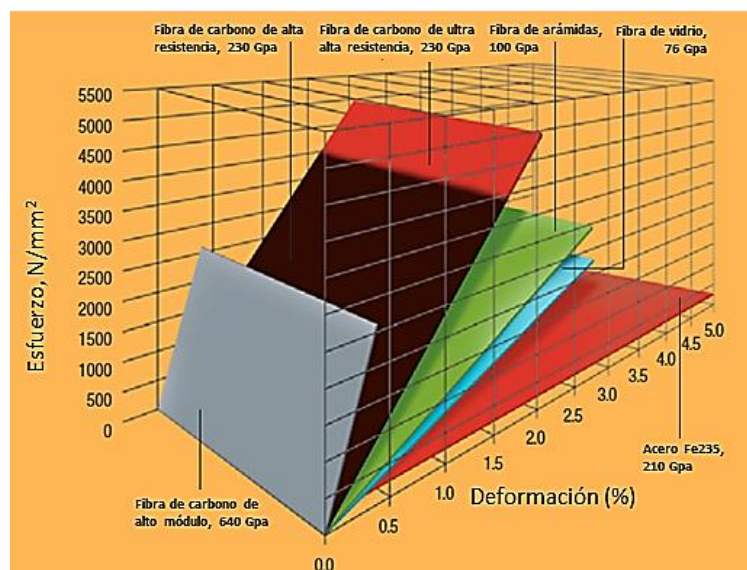


Figura 6.5. Comparativa de resistencia y módulo de elasticidad de las diferentes fibras [32].

#### 6.2.1.2.1 FIBRA DE CARBONO

Sus propiedades dependen principalmente del material inicial y del proceso de manufactura; aunque los materiales precursores pueden ser varios (productos de refinamiento del petróleo, destilación del carbón o celulosa obtenida de la pulpa de la madera) el más utilizado en los últimos años es el poliacrilonitrilo (PAN); el PAN es estirado con aire a 220°C posteriormente es carbonizado entre 1000-1500°C y a los 1800°C se realiza un tratamiento de grafitización. Por lo general su espesor oscila entre 0.3 mm a 0.5 mm y cuanto mayor sea la temperatura del proceso industrial también será mayor el módulo de elasticidad, oscilando entre 100 y 300 GPa; existen fibras de grafito, con dos veces este valor, no obstante el costo también es elevado. La clasificación general de las fibras de carbono viene dada por siglas: Sm, fibra de módulo estándar; IM, fibra de modulo intermedio; HS, fibra de alta resistencia y; UHM, fibra de ultra alto módulo de elasticidad (Bank, 2006). La Figura 6.6 muestra un rollo de fibra de carbono.



Figura 6.6. Rollo comercial de fibra de carbono (Sika Carbodour) [33].

#### 6.2.1.2.2 FIBRA DE VIDRIO

Las fibras de vidrio están constituidas entre 50 a 70% de óxido de sílice y se produce alrededor de 1400°C. Este material es el más utilizado debido a sus beneficios y el bajo costo pero se puede considerar como un material altamente sensible a la humedad y ambientes alcalinos por lo que siempre debe protegerse; por el contrario es un excelente aislante de temperatura y conductividad eléctrica. Existen fibras con diferentes características, algunas de ellas son utilizadas cuando se tienen altos esfuerzos de tensión o ambientes agresivos, por ejemplo, la E-glass o fibra de vidrio eléctrica tiene una alta resistividad y es de las más utilizadas; la fibra C-glass es conocida por su alta resistencia a la corrosión; la fibra S tiene una resistencia mucho mayor pero su costo también se incrementa notablemente. El espesor de este tipo de fibras es variado pero comúnmente oscila entre 0.03 y 0.8 mm. La Figura 6.7 muestra la colocación de una camisa de fibra de vidrio en una columna interior libre de humedad y ambientes agresivos.



Figura 6.7. Encamisado con fibra de vidrio en una columna interior de un edificio [34].

#### 6.2.1.2.3 FIBRA DE ARÁMIDAS

También conocida como fibra formada con polímeros, este material fue introducido primeramente en forma de tendones de presfuerzo en Europa y Japón, alrededor de la década de los 80. Este tipo de fibras consiste en cadenas moleculares de poliamidas aromáticas que fueron patentadas bajo el nombre de Kevlar en 1965. Además de las propiedades características del FRP, el Kevlar es resistente al fuego y a las altas temperaturas, su peso es reducido y al poseer una tenacidad elevada es especialmente utilizado en protecciones contra impacto (Figura 6.8). Sus desventajas principales en comparación con las fibras de carbono y de vidrio se deben a su elevado costo y alta absorción de humedad. A pesar de que su resistencia se degrada con la exposición a la luz ultravioleta, se puede utilizar una matriz que funciona como aislante. Su resistencia a la tensión oscila entre 3,400 a 4,100 MPa y poseen un módulo de elasticidad alrededor de 70 a 125 GPa (Bank, 2006).



Figura 6.8. Protección contra impacto de una columna con fibra de arámidas [35].



#### 6.2.1.2.4 OTRAS FIBRAS

Existe otro tipo de materiales que en los últimos años han sido desarrollados y probados, sin embargo su uso aún no se generaliza por falta de investigación y pruebas experimentales. Entre estos nuevos materiales se encuentran las fibras de polietileno termoplásticas de peso molecular elevado o UHMW por sus siglas en inglés y el alcohol polivinílico (PVA). En Rusia se han desarrollado inorgánicas de basalto que tienen propiedades similares a la fibra de vidrio. Existen pruebas experimentales en materiales naturales o sustentables muy variados, como son el lino o el bambú, los cuales por el momento no se encuentran disponibles comercialmente.

### 6.2.2 SISTEMAS DE APLICACIÓN DEL FRP EN LA INGENIERÍA CIVIL

Los sistemas de aplicación mayormente utilizados en la ingeniería civil son el proceso de Lay-up, el enrollado de automático, el encamisado con elementos prefabricados y la pultrusión. A continuación se describe brevemente cada uno de ellos.

#### 6.2.2.1 PROCESO DE LAY-UP O WRAPPING

Es el procedimiento más simple y mayormente utilizado, consiste en un arreglo en campo de las fibras o la colocación de un prefabricado, ya sea en tiras o camisa completa; la colocación de las fibras puede hacerse manualmente en la dirección requerida y posteriormente impregnarse de la matriz a través de cepillos manipulados por trabajadores con objeto de distribuir uniformemente el material hasta alcanzar el espesor deseado, posteriormente se deja secar a temperatura ambiente. Otro método consiste en la colocación de un material previamente tratado o impregnado en el cual la matriz ya ha sido parcialmente curada. Ambas técnicas son similares y la diferencia básica consiste en la pre o pos impregnación.

#### 6.2.2.2 ENCAMISADO CON ELEMENTOS PREFABRICADOS

La camisa está formada por una o varias piezas prefabricadas que se adaptan a la geometría de los elementos. Por lo general se fabrican en taller en dos piezas y posteriormente en campo se pegan entre sí al colocarlas sobre el elementos a encamisar, o en una sola pieza con una abertura longitudinal que permite abrirse. Con esta técnica el control de calidad de las camisas es mejor pero tiene limitaciones en cuanto a formas y tamaños de la sección. Este tipo de técnica es la adecuada cuando se requiere hacer una modificación de forma de la sección para aumentar la eficacia del confinamiento.

### 6.2.2.3 ENROLLADO AUTOMÁTICO DE FIBRAS

Consiste básicamente en una máquina automática que enrolla las fibras preimpregnadas de resina y generalmente es utilizada para crear tubos o cascarones en la planta o para instalar las camisas en campo; este proceso proporciona mejores propiedades y más homogeneidad que el lay-up (Figura 6.9). Al igual que en el proceso de Lay-up la superficie debe ser preparada previamente quitando la suciedad, las protuberancias que puedan dañar a la fibras o rellenando los orificios con alguna resina reguladora o “grout” para mejor adherencia. Como desventajas hay que señalar que requiere una inversión en la máquina de bobinado y la dificultad para adaptarse a distintas formas de la sección.



Figura 6.9. Encamisado de una columna con FRP utilizando una máquina automática [Chambi, 2010].

### 6.2.2.4 PULTRUSIÓN

Es un proceso de conformado de materiales plásticos para obtener perfiles continuos de plástico reforzado de longitudes variables y con buen acabado superficial, con lo que la producción de estos componentes estructurales se pueden lograr reducciones en el costo de las obras. Básicamente consiste en extraer los refuerzos impregnados con resina tirando de ellos a través de un molde a alta temperatura, de tal manera que se produce el curado de la resina en su interior y se obtienen perfiles de sección constante con la geometría del molde, tal es el caso de vigas I, canales, ángulos y perfiles tubulares; incluso pueden fabricarse varillas, vigas y columnas de FRP.

Al ser el proceso de aplicación manual o lay up el mayormente utilizado los fabricantes proporcionan en sus fichas técnicas el procedimiento adecuado de colocación. En el apéndice A.3 se presenta la información técnica proporcionada por Sika ([www.sika.com](http://www.sika.com)) para uno de sus productos.



## 6.3 COLUMNAS CON FRP

### 6.3.1 INVESTIGACIONES PREVIAS

Las investigaciones realizadas en el pasado han clasificado a la reparación de columnas en dos categorías: columnas deficientes y columnas en norma. A continuación se presenta el resumen de algunos trabajos importantes en la materia (Vosooghi, 2010):

Priestley et al. en 1993 realizaron pruebas experimentales en modelos de columnas de puentes a escala con altas deficiencias a cortante y bajo la acción de cargas cíclicas reversibles hasta la falla de estas; posteriormente la columna fue reparada: primeramente removiendo todo el concreto dañado, parchando los huecos existentes con mortero-cemento, colocando un encamisado de GFRP en toda su altura e inyectando epoxi en las grietas. Posteriormente la columna volvió a ser probada. Los resultados indicaron que la rigidez de la columna inicial fue restaurada por completo y que la reparación hizo que alcanzara una ductilidad de 10 sin signos visibles de degradación en su capacidad.

Saadatmensch et al. en 1997 investigaron el comportamiento a flexión de cuatro columnas en voladizo y a escala que presentaban deficiencias de diseño, las columnas fueron dañadas bajo cargas del tipo sísmicas y posteriormente fueron reparadas colocando anillos prefabricados de FRP y probadas nuevamente bajo cargas cíclicas reversibles mayores de las esperadas bajo un sismo fuerte. El proceso de reparación consistió básicamente en retirar el concreto en las zonas dañadas, rellenar el espacio con concreto fresco y aplicar un sistema de refuerzo activo utilizando un encamisado ligeramente mayor las dimensiones de la columna y rellenando con epoxi presurizado; el tiempo de reposo fue de una semana. Los investigadores reportaron que la resistencia de la columna reparada se incrementó de manera significativa y que la rigidez inicial fue restaurada casi por completo, además presentaron una mejora significativa en sus ciclos histeréticos carga lateral contra desplazamiento obteniendo ciclos estables hasta una ductilidad de desplazamiento de 4, 5 ó 6 sin una degradación apreciable dependiendo de si la columna contaba o no con traslapes en su zona de articulación plástica.

Lehman et al. en 2001 realizaron un estudio experimental para observar el desempeño de columnas de puentes de concreto reforzado que fueron diseñados adecuadamente, utilizando diferentes cuantías de acero, dañadas bajo cargas sísmicas y reparadas por diversas técnicas. Las columnas reparadas, al igual que las iniciales, fueron probadas bajo carga axial constante y carga lateral cíclica. Se utilizaron diferentes estados para identificar el nivel de daño; un daño moderado consistía en agrietamiento del concreto, desprendimiento del recubrimiento y la fluencia del acero longitudinal; un daño severo incluía adicionalmente aplastamiento del concreto, pandeo de barras longitudinales y fractura del acero longitudinal o transversal. Se aplicaron 4 técnicas diferentes de reparación en función del nivel de daño que presentaban y de los detalles de la columna inicial. Por ejemplo, para una de las columnas severamente dañada se realizaron trabajos de remoción y reemplazamiento del acero longitudinal y transversal; para unir el acero longitudinal se utilizaron conectores mecánicos; Otra de las columnas fue reparada colocando un encamisado de concreto en la zona baja de la columna previendo que la fluencia por flexión bajo la carga sísmica podría ocurrir en esa zona; una columna más con daño moderado fue reparada inyectando epoxi en las grietas y parchando el recubrimiento caído. Los investigadores concluyeron que la rigidez, resistencia y capacidad de deformación de las



columna severamente dañadas pueden ser restauradas si se realiza un reemplazo total de las zonas dañadas utilizando nuevos materiales; para las columnas con daño moderado se determinó que la técnica restauraba de forma satisfactoria la capacidad de deformación y resistencia, lo que no sucede con la rigidez ya que el material presentaba una degradación importante. Utilizar conectores mecánicos es económicamente más deseable debido a que se reducen la longitud de traslape y el problema de congestamiento.

Li y Sung en 2003 realizaron un estudio experimental en columnas de puentes a escala; los especímenes presentaban deficiencias en su diseño y fueron dañadas bajo cargas de tipo sísmicas. Posteriormente las columnas fueron reparadas utilizando epoxi y mortero no contraíble y rehabilitadas envolviéndolas con CFRP. El encamisado de FRP fue diseñado para soportar la sobrerresistencia del cortante plástico. Las columnas reparadas fueron probadas bajo cargas cíclicas reversibles y los resultados indicaron que su resistencia se incrementó y la rigidez casi fue restaurada, sus ciclos histeréticos fueron estables hasta una ductilidad de desplazamiento de 9 y su falla se presentó en el modo de flexión.

Saiidi y Cheng en 2004 desarrollaron un método para utilizar fibras compuestas para la reparación rápida de columnas alargadas dañadas por sismo y que fueron diseñadas de forma deficiente. Tres años antes (2001) las columnas se habían fabricado al 40% de la escala real y fueron reforzadas utilizando un encamisado de acero para luego ser probadas hasta su falla. En 2004, las columnas fueron reparadas removiendo el encamisado de acero, el concreto dañado que se encontraba en la zona de articulación plástica y las barras de refuerzo longitudinal fueron enderezadas incluso si estaban fracturadas, se utilizó un concreto de alta resistencia con baja expansión para volver a colocar en las regiones faltantes; las láminas de fibra de vidrio o de carbón fueron colocadas en dirección axial de la columna para que ayudaran a resistir la flexión y de forma horizontal para proporcionar confinamiento y resistencia a cortante. Por lo que las "FRP longitudinales" trataron de aportar la resistencia a tensión como las barras de acero longitudinal que sufrieron ruptura; las "FRP transversales" fueron diseñadas bajo la demanda de cortante determinada utilizando el CALTRANS y su capacidad de momento plástico. Se encontró que una sola capa de GFRP podía resistir el cortante incluso si se despreciaba la contribución del acero y del concreto, además los resultados de las pruebas de carga cíclica demostraron que el método de reparación es efectivo en restaurar la rigidez, resistencia y la ductilidad de desplazamiento a una capacidad moderada.

Haround y Elsanadedy en 2005, probaron 13 columnas de puentes a media escala con secciones transversales de CR cuadradas y circulares que contaban con longitudes de traslape insuficiente y con cargas laterales cíclicas actuando sobre ellas. El diseño de las camisas de refuerzo fue realizado de acuerdo al CALTRANS y utilizando diferentes configuraciones de FRP con objeto de proporcionar diferentes presiones de confinamiento. En uno de los especímenes cuadrados se realizó una modificación de forma con mortero con objeto de redondear las esquinas y tener una sección más parecida a la circular. Las columnas circulares reforzadas mostraron un mejoramiento sobresaliente en el comportamiento sísmico, alcanzando ductilidades mayores a 6 que satisfacen la práctica habitual de diseño. En contraste, las columnas cuadradas encamisadas sólo mostraron un ligero incremento en la sujeción dentro de la zona de traslape y un incremento de ductilidad más limitado debido a que el encamisado sólo induce presión de confinamiento cerca a las esquinas.



Laplace en 2005 realizó pruebas en la mesa vibratoria de la Universidad de Nevada en Reno en columnas circulares de concreto reforzado de puentes a 1/3 de escala y sujetas principalmente a esfuerzos de flexión. Las columnas fueron reforzadas con encamisados de acero y con fibra de carbón bajo la reglamentación CALTRANS 1998. El movimiento de suelo programado con diferentes amplitudes en la mesa vibratoria fue el sismo de 1940 conocido como El Centro Imperial Valley. Las columnas de control alcanzaron ductilidades aproximadamente de 1.5, las columnas encamisadas con acero ductilidades de 5 y 6; y finalmente las que contenían CFRP ductilidades mayores de 10. Los autores concluyeron que el procedimiento de CALTRANS 1998 para el reforzamiento de columnas con acero o materiales compuestos incrementa de forma satisfactoria la capacidad y la ductilidad sobre todo si se trata de materiales compuestos.

Belarbi et al. en 2008 realizaron un estudio acerca del uso del FRP para reparar columnas de concreto reforzado diseñadas adecuadamente y dañadas bajo cargas sísmicas en donde se combinaba la carga axial, cortante, flexión y torsión. De forma previa la columna fue diseñada y construida correctamente para ser dañada de manera posterior y luego reparada utilizando CFRP para volverse a probar. Las dimensiones de la columna fueron calculadas para asegurar que su respuesta principal se diera bajo el modo de flexión. Al volverse a probar la columna se observó que el concreto en la parte baja de la columna se astilló y deslaminó, el núcleo de concreto presentó daño interno y las barras longitudinales presentaron un pandeo considerable. Con la reparación se pretendió que la resistencia original fuera restituida a través de 5 pasos: 1) remover el concreto dañado, 2) restaurar la sección transversal utilizando "grout" de baja viscosidad, 3) aplicar hojas de CFRP en la dirección longitudinal para restaurar la resistencia a la flexión, 4) aplicar CFRP en dirección circunferencial para restaurar la resistencia a compresión axial y 5) Aplicación de anclajes mecánicos para desarrollar las fibras longitudinales de CFRP. Se concluyó que la capacidad a flexión, torsión y carga axial fue recuperada y mejorada hasta cierto grado, sin embargo, el CFRP utilizado cerca de la base (cimentación) se desprendió en presencia de bajos niveles de carga.

### 6.3.2 PRÓPOSITOS PRINCIPALES

Cuando se emplea en columnas de concreto reforzado pueden ser muchos los objetivos del encamisado con FRP, pero pueden resumirse en tres propósitos fundamentales: mantener al concreto en su lugar, prevenir o limitar la corrosión del acero de refuerzo y reforzar o mejorar la capacidad de la columna ya sea ductilidad o resistencia (Cheng, 2000).

En el estado de Texas, EE. UU., la implantación del FRP está destinado principalmente a prevenir los problemas de corrosión y no tanto el mejoramiento de resistencia ya que se trata de una zona con baja sismicidad. Por el contrario, en el estado de California donde la actividad sísmica es frecuente, implantar encamisados con FRP tienen como propósito mejorar el comportamiento de las estructuras bajo este tipo de acciones (Cheng, 2000). Aunque el FRP puede tener un multipropósito, en la mayoría de los casos alrededor del mundo el objetivo es el de mejorar la respuesta bajo cierto tipo de acción. La Figura 6.10 muestra la aplicación manual del refuerzo de las columnas de un puente con FRP.



Figura 6.10. Columnas de un puente reforzadas con fibras de carbono [36].

Existen diversas técnicas de colocación del FRP, siendo clave el tipo de matriz utilizada y el volumen ya que de ellos depende el comportamiento. El espesor y orientación de la camisa de FRP se calcula de acuerdo al problema que quiere satisfacerse, por ejemplo, si lo que se desea es aumentar la capacidad axial de una columna de concreto reforzado, las bandas o tiras de FRP son colocadas en dirección perimetral y el espesor de ellas está directamente relacionado con la presión de confinamiento necesaria para soportar el incremento de la carga; si lo que se pretende es mejorar la resistencia a flexión las tiras se colocan longitudinalmente en la parte que se tensiona por flexión (Figura 6.3 a), es decir, la dirección de las fibras debe orientarse de tal manera que se aproveche mejor su resistencia. Si lo que se requiere es incrementar el cortante resistente, las fibras deben orientarse perpendicularmente al eje del elemento, es decir, de forma paralela a la dirección de la carga. Cuando se requiere incrementar tanto la flexión como el confinamiento se puede hacer una combinación orientando las fibras en ambas direcciones (Figura 6.11).

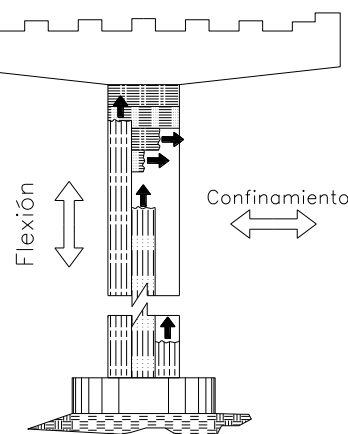


Figura 6.11. Esquemas de refuerzo de una pila.

En columnas con refuerzo transversal escaso o mal detallado, lo que se desea es incrementar el confinamiento lateral para alcanzar mayores ductilidades, aunque dependiendo de este grado de confinamiento también se puede llegar a mejorar la resistencia a carga axial y momento flexionante. Una columna correctamente encamisada con FRP en su zona de articulación



plástica, le permite al concreto alcanzar grandes deformaciones del orden de 0.012 que es bastante mayor al 0.003 de diseño; además le permite ductilidades de desplazamiento de alrededor de diez e incrementar su capacidad para soportar grandes cargas axiales (Cheng, 2000). Por otro lado, en columnas de puentes, el FRP debe diseñarse para incrementar la resistencia transversal y mitigar las fallas frágiles debiendo soportar el cortante creado durante la formación de la articulación plástica y las grandes rotaciones (diseño por capacidad). La implantación de camisas de FRP también se ha llevado a cabo en columnas que han fallado por la presencia de traslapes; incluso esta técnica se ha comprobado en columnas circulares que previamente habían fallado por cortante (Hexcel FyFe Co, 1994).

Además de que el incremento en resistencia y ductilidad es más eficiente si las fibras son colocadas en la dirección de los estribos, es bien sabido que cuando las camisas se colocan en columnas de sección transversal circular, el incremento tanto en ductilidad como en resistencia es sustancialmente más grande que en otro tipo de secciones. En columnas con sección cuadrada o rectangular, con aristas o lados largos, sólo se presenta un aumento en ductilidad, por lo general el aumento en resistencia es tan bajo que algunos autores proponen despreciarlo. Por lo tanto si se desea maximizar el beneficio de utilizar FRP la sección transversal debería ser circular; no obstante si se tienen otro tipo de secciones se recomienda realizar un trabajo previo de redondeo de las esquinas, o si se tienen lados largos podría hacerse un trabajo para ovalar la forma de la sección original.

Por lo general el encamisado con FRP se presenta de dos formas una de las cuales consiste en fibras largas continuas colocadas de tal manera que se forme una lámina delgada, a esta técnica se le conoce como encamisado completo. La otra forma consiste en el uso de tiras de FRP separadas entre sí a una distancia determinada, no obstante, la efectividad del confinamiento se reduce drásticamente comparadas con el uso de camisas continuas. La recomendación es aplicar encamisados continuos, de no ser posible, deberá utilizarse con cautela y la separación de estas tiras debería limitarse (Zihan, 2005).

Existen métodos de confinamiento con FRP activo y pasivo; cuando se utiliza de manera pasiva el encamisado es colocado directamente alrededor de la columna y comienza actuar una vez que el concreto bajo la carga comienza a expandirse lo que conduce eventualmente a que el FRP desarrolle esfuerzos de tensión que tratarán de resistir dicha expansión. Por otro lado, el confinamiento activo consiste en la colocación de las fibras alrededor de la columna pero con un perímetro un poco más grande para que el espacio que se tiene pueda ser rellenado inyectando cemento expansivo (“grout”) con objeto de proporcionar mayor confinamiento y que éste comience a actuar desde un comienzo (Figura 6.12 a). De los dos métodos el más utilizado es el de confinamiento pasivo debido principalmente a la facilidad de colocación y a que se tiene un mejor conocimiento de su comportamiento, aunque se sabe que el confinamiento activo reduce el espesor necesario de la camisa de FRP (Hexcel FyFe Co, 1994). En el confinamiento con FRP activo también es posible realizar una combinación con un cambio de forma, es decir, colocar una camisa de FRP circular en una columna cuadrada (Figura 6.12 b).

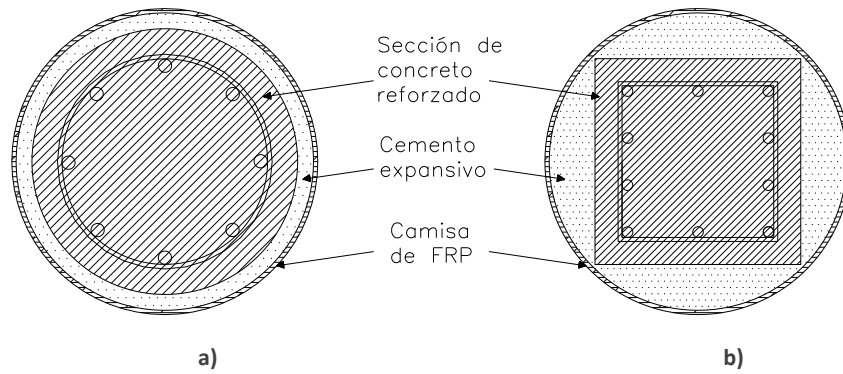


Figura 6.12. Confinamiento con FRP activo: a) columna circular y; b) columna cuadrada.

### 6.3.3 COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS CONFINADAS CON FRP

Cuando se tiene una columna de concreto confinado con FRP (aplicable también con estribos o con una camisa de acero) y ésta se somete a compresión axial, el concreto se comprime en la dirección de la carga y se expande lateralmente por efecto de Poisson (Chambi, 2010), el sistema del FRP se opone a esta expansión transversal y se tensiona lateralmente aplicando sobre el núcleo de concreto una presión de confinamiento, las fibras en sí no cuentan con ninguna resistencia a compresión, sino que mediante esta acción se genera un estado triaxial de esfuerzos, el cual es responsable del incremento en resistencia y deformación. La falla eventual del concreto confinado con FRP se da por la ruptura de la camisa de FRP cuando se alcanza la deformación de “ruptura” de esta, es de señalar que la “ruptura” puede llegar a ser sustancialmente diferente e inferior a la deformación última que se observa en pruebas directas de tensión.

La Figura 6.13 presenta los diagramas de cuerpo libre empleados en la mayoría de los modelos para el cálculo de la presión de confinamiento en columnas circulares, cuadradas y rectangulares; esta presión de confinamiento se obtiene de forma análoga a la calculada cuando se presenta confinamiento con acero transversal.

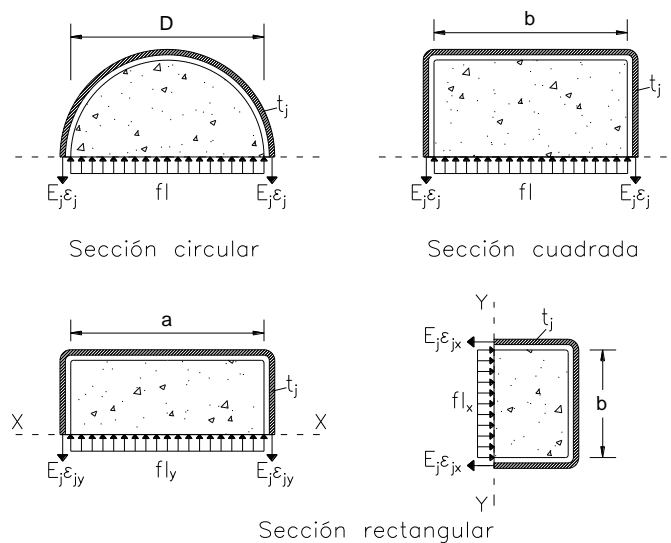




Figura 6.13. Presión de confinamiento para diferentes tipos de secciones transversales [Adaptada de Zihan, 2005].

La deformación de tensión que presenta la camisa de FRP está íntimamente relacionada con la deformación por compresión axial que presenta el concreto confinado, por lo que se puede establecer una expresión que permita obtener la deformación de la camisa en función de la deformación axial del concreto (Zihan, 2005). La Figura 6.14 está basada en pruebas experimentales de diferentes probetas confinadas con CFRP y GFRP (Zihan, 2005), en la cual se muestra la relación que existe entre el esfuerzo y deformación del concreto confinado a compresión axial y la de su camisa de FRP a tensión. Se puede observar claramente que el concreto y su camisa de FRP tienen un comportamiento directamente proporcional entre ellos.

El análisis de resultados experimentales permite establecer que existe un comportamiento diferente del confinamiento en concreto de baja y alta resistencia, siendo más notable el efecto de confinamiento en los de baja resistencia.

Por lo general el efecto de confinamiento proporcionado por los estribos puede ser ignorado debido a que cuando se cuenta con una columna de concreto reforzado encamisada con FRP, el astillamiento del concreto no se presenta debido al confinamiento de la camisa, por lo que el acero de refuerzo lateral no se activa completamente y puede ignorarse como efecto de confinamiento.

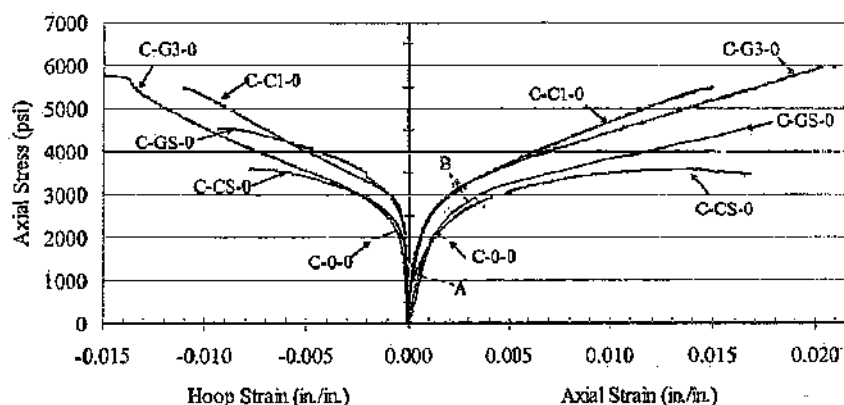


Figura 6.14. Graficas de esfuerzo-deformación del concreto a compresión axial y del FRP a tensión (Zihan, 2005).

### 6.3.4 MODELOS DE CONFINAMIENTO CON FRP

El desarrollo de los modelos de comportamiento con FRP está basado en una cantidad importante de pruebas experimentales que describen el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto confinado con FRP. La gran mayoría de los trabajos se ha hecho en columnas circulares y relativamente menos para las columnas cuadradas, por lo que en muchas ocasiones se proponen factores de forma o de eficiencia para calcular las propiedades de otro tipo de secciones como si se tratase de columnas circulares. En las referencias bibliográficas existe un número grande de modelos esfuerzo-deformación para concreto confinado con FRP bajo compresión axial, la gran mayoría de ellos se basan en el modelo matemático propuesto por Richart et al. en 1928.



Los modelos esfuerzo-deformación se pueden clasificar en dos categorías principales: modelos orientados al diseño y modelos orientados al análisis. Los modelos orientados al diseño se definen generalmente con expresiones simples de forma cerrada y son convenientes para utilizarse directamente en el diseño práctico; por el contrario, los modelos orientados al análisis generalmente predicen las curvas esfuerzo-deformación usando un procedimiento incremental iterativo, por lo que no resultan prácticos para el uso directo en el diseño. Sin embargo, un modelo de análisis tiene una mejor capacidad predictiva, siendo así más veraces y versátiles que los modelos orientados al diseño. En la actualidad existe una mayor cantidad de modelos orientados al diseño.

Regularmente, algunos modelos orientados al diseño sólo presentan expresiones para el cálculo de la resistencia máxima y de su deformación asociada pero no describen de forma completa el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación; algunos otros, que sí lo tratan de hacer, están basados en una presión de confinamiento constante (confinamiento activo) que no se acerca del todo a la realidad pero que son muy sencillos de utilizar. A grandes rasgos, el confinamiento activo es aquel en donde la presión de confinamiento se mantiene constante durante todo el proceso de carga, mientras que si se confina pasivamente, la presión es variable debido a las deformaciones radiales de la masa de concreto. El tipo de confinamiento ejercido por una camisa de FRP es pasivo más que activo, es decir, conforme aumentan las deformaciones axiales de la columna, las deformaciones laterales también se incrementan ocasionando un aumento en la resistencia axial del núcleo.

Algunos de los autores que presentan modelos orientados al diseño son los siguientes (Chambi, 2010): Fardis y Khalili 1982; Karbhari y Gao 1997; Samaan et al. 1998; Miyauchi et al. 1999; Saafi et al. 1999; Toutanji 1999; Lillistone y Alegre 2000; Xiao y Wu 2000, 2003; Lam y Teng 2003; Berthet et al. 2006; Harajli 2006; Saenz y Pantelides 2007; Wu et al. 2007 y Youssef et al. 2007.

Algunos de los autores que presentan modelos orientados al análisis son los siguientes (Chambi, 2010): Mirmiran y Shahawy 1997; Spoelstra y Monti 1999; Fam y Rizkalla 2001; Chun y Park 2002; Harries y Kharel 2002; Marques et al. 2004; Binici 2005 y Teng et al. 2007.

Hernández et al. (2011) realizaron un estudio comparativo en el que se analizan los modelos de confinamiento con FRP existentes en la literatura con fines de aplicación en la reparación de daños de columnas circulares de puentes hechas con concreto reforzado. Una vez calculado el espesor de confinamiento de FRP los autores evaluaron las diferentes expresiones. Los resultados mostraron una gran dispersión en cuanto a la resistencia obtenida como función de su relación volumétrica. Se señala que cada autor de los modelos revisados apoya analítica y experimentalmente sus resultados y justifica la propuesta de sus expresiones; por lo tanto, para aplicaciones prácticas es difícil determinar el modelo apropiado para ser utilizado.

Chambi (2010) realizó una caracterización estadística de diferentes modelos de confinamiento de concreto encamisado con CFRP tanto para secciones circulares como cuadradas, apoyado en una base de datos donde fueron recopilados los resultados de una cantidad de ensayos experimentales. Con los valores de las curvas teóricas esfuerzo-deformación se realizó un estudio comparativo en conjunto con los valores experimentales. Chambi concluyó que las columnas de sección circular presentan una mejor correlación en comparación con las secciones cuadradas debido principalmente a la uniformidad del confinamiento; además los modelos que presentaron un mejor ajuste fueron el de Teng et al. de 2009 para columnas circulares y Wu y Zhou de 2010 para columnas cuadradas. En el caso del modelo de Wu y Zhou de 2010, este sólo



presenta las expresiones para calcular la resistencia máxima y su deformación asociada sin describir de forma completa la curva esfuerzo-deformación.

Según Lawrence C. Bank (2006) para calcular la resistencia axial máxima para concreto confinado con FRP puede utilizarse la ecuación de Mander et al. (ecuación de cinco parámetros). Esta ecuación también fue adoptada en el 2002 por el ACI 440.2R-02:11-2 y utilizada de forma amplia para predecir la resistencia en columnas confinadas con camisas de acero como lo establecieron Chai et al. en 1991. Muchos autores, como Spoelstra y Monti en 1999, también demostraron que la ecuación es aplicable a columnas reforzadas con FRP.

La Federación Internacional de Concreto Estructural (FIB de 2003) recomienda el uso del modelo de confinamiento que propuso en 1999 Spoelstra y Monti debido a su simplicidad y precisión (Hernández et al., 2011). Este modelo muestra explícitamente la interacción continua entre el concreto y la camisa de FRP a través de una aproximación incremental e iterativa que relaciona la deformación lateral del concreto con la del FRP. La deformación última de la camisa es una variable dependiente que se evalúa como la relación entre la resistencia última de la camisa y el módulo de elasticidad del FRP; considerando que la camisa funciona después de la pendiente elástica inicial y que además también cumple con el supuesto comportamiento lineal del material compuesto. El proceso de cálculo considera que la curva de Mander et al. puede conocerse directamente de la presión máxima de confinamiento ejercida por la camisa en su estado último. El modelo de Spoelstra y Monti también cuenta con una expresión aproximada tanto del esfuerzo como la deformación asociada para no incurrir en el proceso iterativo.

Existen otros investigadores que han basado sus trabajos en esta ecuación, tal es el caso de Zihan Yan (2005). Zihan realizó un trabajo experimental en especímenes cuadrados y circulares confinados con CFRP Y GFRP, en algunos de ellos llevó a cabo una modificación de forma complementada mediante confinamiento activo. A la par de las pruebas experimentales llevo a cabo un extenso planteamiento matemático para desarrollar un modelo basado en el enfoque de plasticidad de Willam-Warnke (WW). El modelo modificado (MWW) (Figura 6.15) también está basado en las expresiones propuestas anteriormente por Popovics y Saenz, distinguiendo entre un comportamiento suave y un comportamiento duro en función de la relación entre la presión de confinamiento y la resistencia del concreto sin confinar; la presión a su vez dependía de factores de forma o de eficiencia. Para el modelo orientado al análisis propuso un procedimiento incremental de la presión de confinamiento-resistencia en función de la deformación de la camisa de FRP; para el modelo orientado al diseño la presión de confinamiento se mantenía constante. Las predicciones del modelo mostraron una buena concordancia con los resultados experimentales.

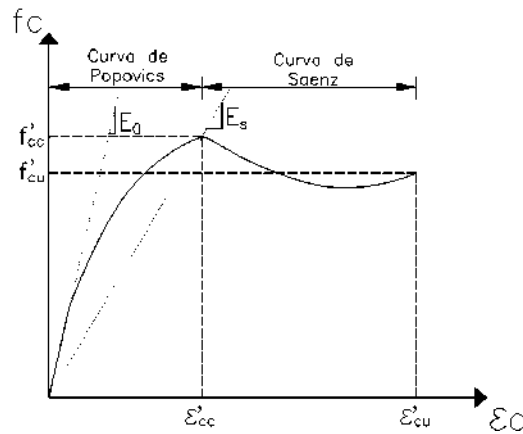


Figura 6.15. Modelo MWW basado en la ecuación de 5 parámetros [adaptada de Zihan, 2005].

La ventaja del modelo basado en las ecuaciones utilizadas por los autores anteriores, es su versatilidad, ya que se puede sustituir la presión de confinamiento ( $f'_i$ ), que originalmente se calcula en función de las propiedades geométricas y mecánicas del acero de refuerzo transversal, por una presión de confinamiento que represente al FRP en vez del acero. Otros autores pueden considerar incluso el aporte de las barras longitudinales como el modelo propuesto por Wang (Machado, 2003).

Debe tenerse en cuenta que la ecuación matemática se desarrolló con base en el acero de refuerzo (ya que en aquel entonces el FRP como técnica de refuerzo no había sido estudiado a fondo); observándose que la curva completa esfuerzo-deformación para confinamiento con FRP obtenida, no proporciona el comportamiento bilineal que se ha observado de forma general en experimentos en columnas confinadas con FRP (Bank, 2006).

Existen diferencias marcadas entre los sistemas de confinamiento del acero y el FRP, generalmente cuando se cuenta con acero de refuerzo transversal, al llegar a cierta resistencia de compresión del concreto confinado, el acero sigue deformándose con un descenso paulatino de su resistencia hasta su resistencia última. Por otra parte en el comportamiento del concreto confinado con FRP, la resistencia ( $f'_{cc}$ ) sigue aumentando a la vez que lo hace su deformación ( $\epsilon'_{ccu}$ ) hasta que falla de forma frágil el FRP.

Existe una gran cantidad de trabajos elaborados por los autores Teng, Lam, Jiang y sus colaboradores cuyas propuestas muestran un comportamiento conforme al comportamiento observado en columnas con FRP. Estos investigadores desde hace unos años han enfocado sus estudios a los modelos esfuerzo-deformación de columnas y otros elementos confinados con FRP: Teng et al. (2001), Teng et al. (2002), Lam y Teng (2003a), Lam y Teng (2003b), Lam y Teng (2004), Teng et al. (2004a), Teng et al. (2004b), Teng (2006), Lam et al. (2006), Jiang y Teng (2007), Teng et al. (2007a), Teng et al. (2007b), Teng et al. (2009).

En la Figura 6.16 se puede observar el comportamiento bilineal con una pequeña zona de transición.

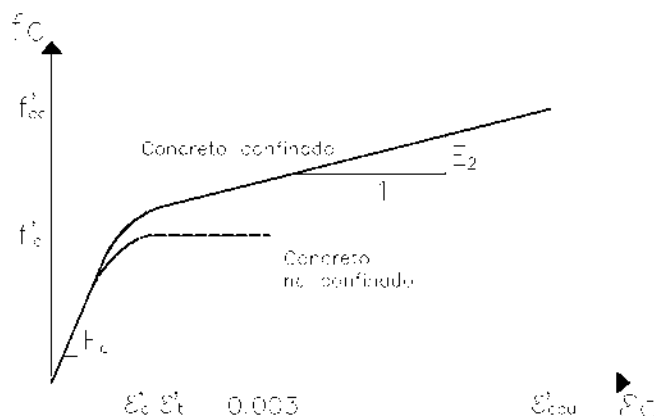


Figura 6.16. Modelo de Lam y Teng de 2003 [Adaptada de ACI.440.2R-08].

Existen otros investigadores que apoyan las propuestas hechas por estos autores: Wesson (2009) decide utilizar el modelo de Teng et al. de 2002 para representar las características esfuerzo-deformación del concreto confinado con FRP debido a la gran base de datos de muestras probadas y el buen ajuste de resultados. Chambi (2010) al evaluar diversos modelos y realizar un análisis estadístico-paramétrico, encuentra que el mejor ajuste se presenta cuando utiliza las expresiones propuestas por Teng et al. de 2009. Según Rocca et al. (2008) los modelos de Lam y Teng de 2003 resultaron ser los más adecuados para la predicción de la resistencia y deformación máximas en compresión del concreto confinado con FRP en columnas de secciones transversales circulares y no circulares.

El Instituto Americano del Concreto (ACI), que en nuestro país es la referencia mayormente utilizada además de las NTC-CONCRETO, desde 2002 hasta 2008 utilizaba la expresión de Mander et al. en su normativa "American Concrete Institute. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, ACI.440.2R-02". Fue a partir de 2008 cuando la substituyó por las expresiones propuestas por Lam y Teng en su modelo de 2003 y bajo la norma ACI.440.2R-08 (Figura 6.16).

### 6.3.5 MODELO ESFUERZO-DEFORMACIÓN A UTILIZAR PARA COLUMNAS CONFINADAS CON FRP

Algunos procedimientos que tratan de evaluar con mayor precisión el comportamiento real de una columna, como el cálculo del diagrama momento-curvatura, requieren del uso de un modelo orientado al análisis por estar más apegado a la realidad y describir detalladamente la curva esfuerzo-deformación. No obstante, existen algunos trabajos (Wesson, 2009; Gordon, 2009) donde se utiliza algún modelo orientado al diseño para llevar a cabo procesos de análisis por su facilidad de uso.

Para fines ilustrativos (como en casos académicos) la relación bilineal idealizada de los modelos de diseño probablemente no afecte en demasía el comportamiento teórico de la columna. Las comparaciones y demostraciones de la efectividad del confinamiento con FRP, pueden llegar a ser aceptables sobre todo cuando no se cuenta con modelos precisos de columnas no circulares.



De acuerdo con lo descrito en párrafos anteriores queda entendido que la mejor propuesta pertenece a los modelos desarrollados por Teng, Lam y Jiang entre otros. No existe mayor problema cuando se trata de modelos orientados al diseño ya que se cuenta con expresiones globales para el cálculo de la curva esfuerzo-deformación en secciones circulares y rectangulares, siendo su aplicación directa y práctica. No obstante, de la revisión de la literatura existente, no fue posible encontrar un modelo orientado al análisis que englobara a ambos tipos de secciones y solamente para el caso de columnas circulares fue posible obtener las expresiones. Se buscaron varias alternativas y como primera propuesta se pensó utilizar el modelo elaborado por Zihan Yan (2005) debido a la profundidad del desarrollo de las expresiones, a la cantidad de parámetros tomados en cuenta por el autor y al buen ajuste que presentaba; sin embargo el nivel de certeza no fue el óptimo ya que con el procedimiento descrito en su trabajo no fue posible corroborar todos los resultados.

En el presente trabajo cuando lo que se requiera es realizar un análisis momento-curvatura de columnas circulares lo más adecuado es utilizar un modelo orientado al análisis; por otro lado, si lo que se desea es calcular un diagrama de interacción de una columna de concreto confinada con FRP, puede emplearse un modelo orientado al diseño. Para el caso de columnas rectangulares o cuadradas se empleará el modelo empleado al diseño en todos los análisis.

#### 6.3.5.1 MODELO ORIENTADO AL DISEÑO DE TENG ET AL. (2003, 2007 Y 2009)

Las expresiones para el cálculo de la curva esfuerzo-deformación del modelo de Lam y Teng de 2003 pueden encontrarse en el capítulo 6.4.1 referente a los diagramas de interacción de columnas con FRP de ACI-440.2R-08.

El modelo de Lam y Teng para columnas circulares está basado en la forma matemática propuesta por Richart et al. (1928) pero modificando la presión de confinamiento hasta ahora utilizada en todos los otros modelos. La falla más común del concreto confinado con FRP se debe a la rotura de la camisa debido a la tensión circunferencial, sin embargo Lam y Teng observaron que en la mayoría de casos los resultados de pruebas experimentales con GFRP y CFRP mostraban que la resistencia a tensión del FRP no alcanzaba el esfuerzo último que presentaba en pruebas de tensión. Entonces, la presión de confinamiento máxima dada por las ecuaciones utilizadas por la mayoría de los otros modelos no era correcta (Figura 6.13).

La presión máxima de confinamiento real está dada por la expresión:

$$f_l = \frac{2E_{FRP}\varepsilon_{h,rupt}t}{D} \quad (6.1)$$

donde:  $f_l$  es la presión máxima de confinamiento real;  $E_{FRP}$  es el módulo de elasticidad del FRP;  $\varepsilon_{h,rupt}$  es la deformación circunferencial de rotura del FRP;  $t$  es el espesor total de la camisa de FRP y;  $D$  es el diámetro de la camisa de FRP cuando se trata de columnas circulares o con modificación de forma.

El valor de  $\varepsilon_{h,rupt}$  a diferencia de  $\varepsilon_j$ , que es la deformación máxima a tensión dada por el fabricante; es la deformación de ruptura del FRP cuando ésta se encuentra confinando una columna circular y se obtiene de resultados experimentales, se ha llegado a considerar que



equivale a un 50-60 % del valor del fabricante. Se sugieren diversas explicaciones para la ocurrencia de este fenómeno y ha sido motivo de discusión entre diversos investigadores. Entre las principales explicaciones se tiene que debido a una distribución de esfuerzos no uniformes puede existir una deformación localizada en el concreto fracturado que ocasione la rotura prematura de la camisa de FRP; otra de las explicaciones considera como un efecto perjudicial la curvatura de la camisa de FRP en la resistencia a tensión. Por lo tanto, si la deformación máxima real del FRP es menor ( $\varepsilon_{h,rupt} < \varepsilon_j$ ), entonces también la resistencia a compresión del concreto confinado resultará en valores inferiores a los obtenidos con otras expresiones, pudiendo incluso llegar a sobreestimar la verdadera resistencia.

Cuando se trata de un confinamiento no efectivo, es decir, que se tiene un comportamiento suave (tramo de descenso); o cuando se tienen casos de confinamiento activo, en donde la respuesta de la curva esfuerzo-deformación después de la resistencia a compresión sin confinar tiene una rama descendente en lugar de ascendente como en el caso pasivo. La expresión de Lam y Teng de 2003 plantea un límite inferior de confinamiento con el cual se genere, al menos, un tramo de forma horizontal sin ajustarse del todo a la realidad. Estos problemas no fueron posibles de localizar con la información de las pruebas experimentales que se tenía en esa época.

Años más tarde, los autores trabajaron en las expresiones para corregir la debilidad de su modelo. En el año de 2007 presentaron una actualización, que como principal corrección, presentaba las ecuaciones basadas en un confinamiento activo que ya permite graficar el tramo descendente después de la resistencia del concreto no confinado.

Jiang y Teng en 2007 llevaron a cabo una revisión y evaluación exhaustiva de los modelos existentes, demostrando que si se le hacía una pequeña modificación (propuesta por ellos mismo) al modelo de Teng et al. de este mismo año podía proporcionar predicciones muy cerradas a los resultados de pruebas experimentales. En ese mismo estudio llevaron a cabo el refinamiento del modelo orientado al diseño que se presenta más adelante.

El modelo de Teng et al. de 2009 es el último modelo orientado al diseño que se tiene hasta la fecha por parte de estos autores. En este trabajo se presentan los resultados de estudios más recientes que tuvieron como fin perfeccionar y refinar el modelo utilizado para determinar la curva esfuerzo-deformación que originalmente presentaron Lam y Teng en 2003 y 2007 para concreto confinado con FRP. Se actualizan y proponen expresiones más precisas para el cálculo de la deformación axial última y la resistencia a compresión, además de mitigar las carencias o desventajas que se presentaron en años anteriores.

La expresión del modelo refinado de Teng et al. de 2009 para el cálculo de la deformación última fue obtenida a través de un análisis regresivo:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{co}} = 1.75 + 6.5 \rho_k^{0.8} \rho_\varepsilon^{1.45} \quad (6.2)$$

Otra de las modificaciones permite predecir la curva esfuerzo-deformación cuando ésta cuenta con una rama descendente como consecuencia de niveles bajos de confinamiento. Los modelos anteriores permitían aproximar esta rama descendente mediante una línea horizontal. Como resultado, cuando no hay un confinamiento eficiente del FRP, el segundo tramo de la curva se



reduce directamente como si se tratase de concreto no confinado; aunque esta suposición conlleva ventajas, como se mencionó anteriormente existen aplicaciones en las que la ductilidad es el principal objetivo, haciendo que ya no sea satisfactorio. En tal situación, una definición más precisa de la respuesta de esfuerzo-deformación de post máxima se vuelve de mayor interés para la ingeniería estructural.

El modelo de Teng et al. de 2009 está basado en 3 relaciones entre variables definidas como: la

relación de confinamiento  $\frac{f_l}{f'_{co}}$ , relación de la rigidez de confinamiento  $\rho_k$ , y la relación de

deformación  $\rho_\varepsilon$ . Las expresiones matemáticas son:

$$\frac{f_l}{f'_{co}} = \frac{2E_{FRP}\varepsilon_{h,rup}t}{f'_{co}D} = \rho_k\rho_\varepsilon \quad (6.3)$$

$$\rho_k = \frac{2E_{FRP}t}{(f'_{co}/\varepsilon_{co})D} \quad (6.4)$$

$$\rho_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{h,rup}}{\varepsilon_{co}} \quad (6.5)$$

La relación de confinamiento es un parámetro comúnmente usado en la literatura existente y sirve en la mayoría de los casos para determinar si la columna presenta un comportamiento suave o un comportamiento duro y como puede observarse la relación de confinamiento es igual al producto de las otras dos relaciones. Por otro lado, la relación de la rigidez de confinamiento representa la rigidez de la camisa de FRP relativa la rigidez del núcleo del concreto y la relación de deformación es una medida de la capacidad de deformación de la camisa en comparación con la deformación axial del concreto no confinado.

Si se plantea una expresión con la misma forma que la propuesta en un principio por Richar et al. (1928), se tiene lo siguiente:



$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = C_{\sigma} + F_{\sigma}(\rho_k) f_{\sigma}(\rho_{\varepsilon}) \quad (6.6)$$

donde:  $C_{\sigma}$  es una constante de ajuste;  $F_{\sigma}(\rho_k)$  y  $f_{\sigma}(\rho_{\varepsilon})$  son funciones de la relación de rigidez y de la relación de deformación respectivamente.

En este punto, la ecuación para determinar la resistencia a compresión del concreto confinado fue refinada con base en pruebas experimentales y otros modelos analíticos, los cuales muestran que las curvas esfuerzo-deformación son bilineales y ambos tramos están conectados suavemente por una zona de transición muy próxima a la resistencia del concreto no confinado.

Tanto la forma de la primera como de la segunda parte se asemejan bastante a una línea recta. Por lo que pueden representarse a través de la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_c}{f'_{co}} = 1 + K \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_{co}} \quad (6.7)$$

Por las razones expuestas anteriormente la constante  $C_{\sigma}$  puede tomar la unidad, mientras que  $K$  representa la pendiente de una línea recta. Con base en estas suposiciones resulta evidente que cuando el esfuerzo axial de compresión  $\sigma_c$  alcance el valor último en  $f'_{cu}$ , la deformación lateral última será igual a la deformación en tensión (negativa) de la camisa de FRP,  $\varepsilon_{h,rupt}$ . La expresión que se presenta a continuación surge de la sustitución de dichos valores.

$$\frac{f'_{cu}}{f'_{co}} = 1 - K \frac{\varepsilon_{h,rupt}}{\varepsilon_{co}} = 1 - K \rho_{\varepsilon} \quad (6.8)$$

donde el valor de la pendiente está representada por una función de la relación de rigidez de confinamiento:

$$K = F_{\sigma}(\rho_k) \quad (6.9)$$

A través del estudio paramétrico llevado a cabo por los autores, se encontró que esta función tenía los siguientes valores:

$$K = F_{\sigma}(\rho_k) = -3.2\rho_k^{0.9} + 0.06 \quad (6.10)$$

Y que sustituyendo en la ecuación 6.7 se conseguía la siguiente expresión:



$$\frac{f'_{cu}}{f'_{co}} = 1 + (3.2\rho_k^{0.9} - 0.06)\rho_\varepsilon \quad (6.11)$$

No obstante, se decide modificar el valor del exponente ya que para un diseño práctico resulta ser un inconveniente debido a la no linealidad de la ecuación. Como consecuencia se propuso una aproximación lineal con el uso de otras constantes que no representa un error apreciable.

La ecuación definitiva de Teng et al. (2009) para el cálculo de la resistencia a compresión del concreto confinado con FRP es:

$$\frac{f'_{cu}}{f'_{co}} = 1 + (3.5\rho_k - 0.01)\rho_\varepsilon \quad (6.12)$$

Para asegurar un buen confinamiento se deben cumplir las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} f'_{cu} &\geq 0.85f'_{co} \text{ si } \rho_k > 0 \\ f'_{cu} &= 0.85f'_{co} \text{ si } \rho_k = 0 \end{aligned} \quad (6.13)$$

Para predecir de mejor manera la máxima resistencia del concreto confinado cuando se tenga una rama descendente o ascendente, se propone dividir la ecuación en dos tramos en función de la relación de rigidez:

$$\begin{aligned} \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} &= 1 + (3.5\rho_k - 0.01)\rho_\varepsilon && \text{si } \rho_k \geq 0.01 \\ \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} &= 1 && \text{si } \rho_k < 0.01 \end{aligned} \quad (6.14)$$

Finalmente las expresiones para el cálculo de toda la curva son:

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_{co}} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \\ f'_{co} + E_2 \varepsilon_c & \text{si } \rho_k \geq 0.01 \\ f'_{co} - \frac{(f'_{co} - f'_{cu})^2}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{co}} (\varepsilon_c - \varepsilon_{co}) & \text{si } \rho_k < 0.01 \end{cases} \quad \begin{matrix} \\ \\ \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{matrix} \quad (6.15)$$

En las expresiones anteriores:  $f_c$  y  $\varepsilon_c$  son el esfuerzo y su deformación asociada;  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto;  $E_2$  es la pendiente del segundo tramo lineal;  $\varepsilon_t$  es la deformación asociada a la zona de transición entre la pendiente inicial y el segundo tramo.



La pendiente del segundo tramo lineal ( $E_2$ ) se calcula como:

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_{co}}{\epsilon_{cu}} \tag{6.16}$$

La deformación de transición ( $\epsilon_t$ ) se obtiene como:

$$\epsilon_t = \frac{2f'_{co}}{E_c - E_2} \tag{6.17}$$

La Figura 6.17 esquematiza las curvas esfuerzo-deformación obtenidas con la ecuación (6.15) así como la importancia de la relación de rigidez en el modelo actual.

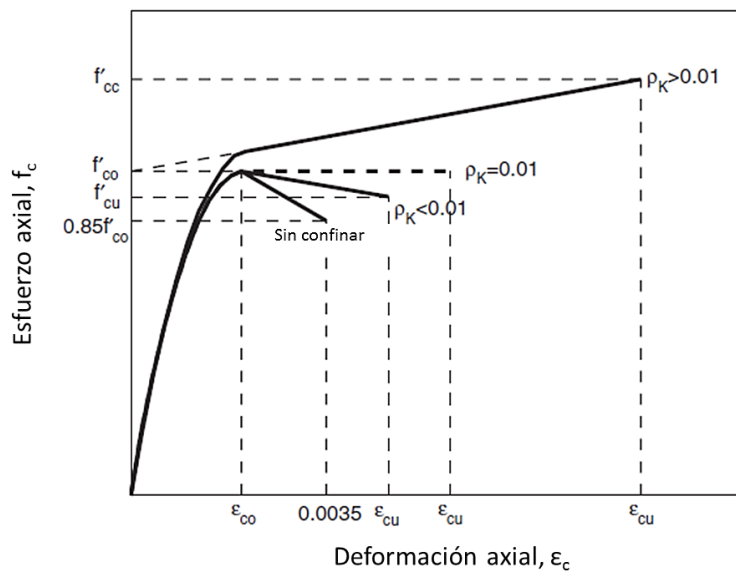


Figura 6.17. Esquematación de la versión II del modelo de Lam y Teng de 2009.

La Figura 6.18 representa las gráficas de dos probetas confinadas con GFRP y su comparativa con las diferentes modificaciones que ha tenido el modelo de Lam y Teng de 2003 y el refinamiento de 2009; se observa que el modelo original tenía un error grande de aproximación. el modelo denominado como versión I es aquel que solo corrigió las expresiones de esfuerzo y deformación últimos pero que todavía presentaba un tramo horizontal cuando se tenía un confinamiento bajo y; el modelo que mejor parece ajustarse, marcado como versión II, es aquel que además de corregir las expresiones ya permite un tramo de descenso. Las aplicaciones orientadas a ductilidad se ajustan de mejor forma con la versión II. La figura Figura 6.18 a la Figura 6.21 presentan el mismo ejemplo.

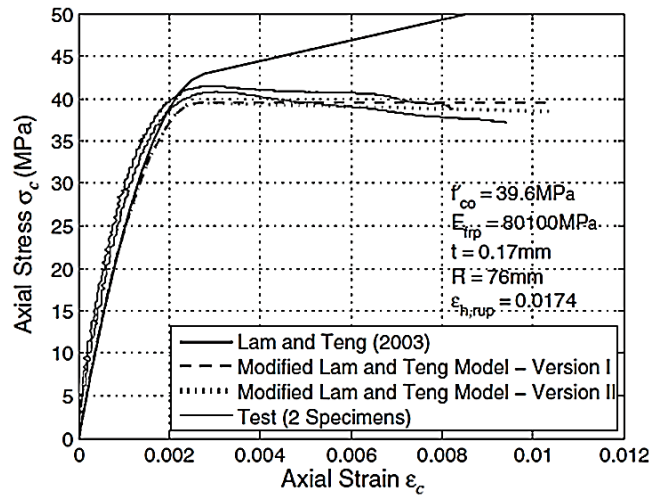


Figura 6.18. Comparación de los modelos de Lam y Teng de 2003 a la fecha [Teng et al., 2009].

Acorde con la suavidad que debe poseer la curva se observó que en la ecuación (6.15), la expresión dada cuando  $\rho_k < 0.01$  proporcionaba una caída brusca que contrastaba con la uniformidad que se debe observar. La Figura 6.19 presenta el cálculo de la curva esfuerzo-deformación de un cilindro encamisado con FRP utilizando la ecuación (6.15). Puede observarse una caída brusca que se vuelve más notoria cuando los espesores de la camisa se vuelven más pequeños.

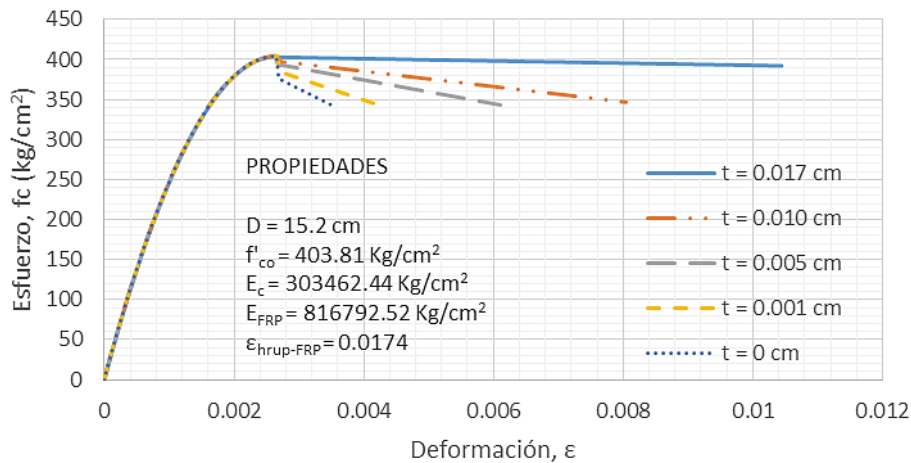


Figura 6.19. Calculo de la curva esfuerzo-deformación con la ecuación original.

La expresión para el cálculo de la curva esfuerzo-deformación adaptada para asegurar la suavidad de la curva es:



$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_{co}} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \\ \begin{cases} f'_c + E_2 \varepsilon_c & \text{si } \rho_k \geq 0.01 \\ f'_c - \frac{(f'_c - f'_{cu})^2}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_t} (\varepsilon_c - \varepsilon_t) & \text{si } \rho_k < 0.01 \end{cases} & \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (6.18)$$

En la Figura 6.20 se presenta el cálculo de la curva esfuerzo-deformación del mismo ejemplo de la Figura 6.19 pero ahora utilizando la expresión modificada (ecuación (6.18)). Puede observarse que la caída brusca se elimina y que la suavidad se asegura incluso cuando el espesor de camisa es cero, es decir, cuando se trata de concreto sin confinar (figura (6.21)). Debe notarse que cuando la curva presenta el segundo tramo descendente ( $\rho_k < 0.01$ ), en ninguno de los cambios el esfuerzo máximo ( $f'_{cc}$ ) coincide con la deformación del concreto no confinado ( $\varepsilon_{co}$ ) a menos que sea igual a la deformación de transición ( $\varepsilon_t = \varepsilon_{co}$ ); sin embargo, la deformación de transición por lo general es ligeramente mayor.

Si se deseará conseguir que  $f'_{cc} = f'_{co}$  se presentará en  $\varepsilon_{co}$ , entonces se tendría que hacer que  $\varepsilon_t = \varepsilon_{co}$  cuando  $\rho_k < 0.01$ . No obstante, las curvas esfuerzo-deformación que presentaron Teng et al. (2009) (Figura 6.18), a diferencia de lo esquematizado en la Figura 6.17, fueron presentadas mostrando que el esfuerzo máximo para estos casos tampoco coincidía con la deformación del concreto sin confinar ( $\varepsilon_{co} = 0.002$ ) sino con la deformación de transición.

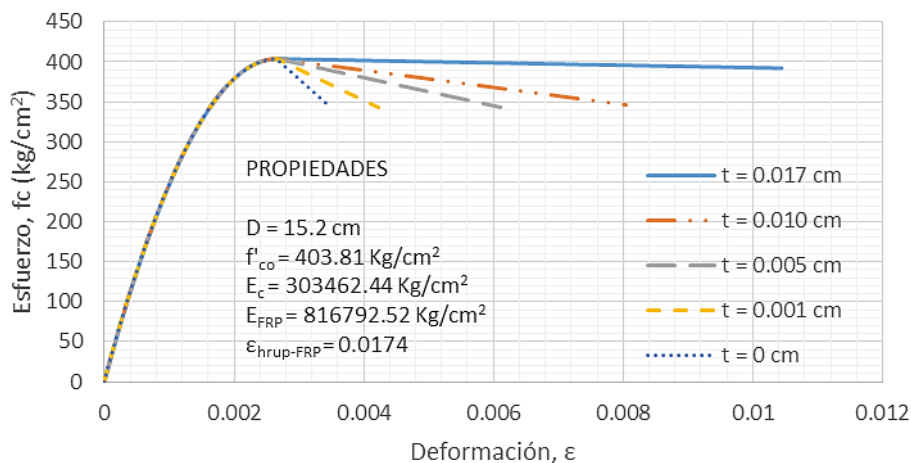


Figura 6.20. Cálculo de la curva esfuerzo-deformación con la ecuación modificada.

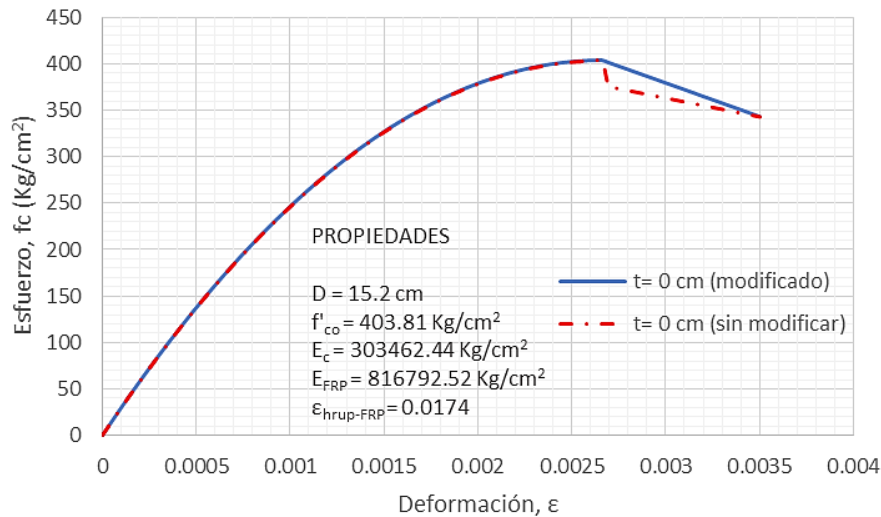


Figura 6.21. Cálculo de la curva esfuerzo-deformación con espesor cero.

6.3.5.1.1 PROPUESTA PARA COLUMNAS NO RECTANGULARES O CUADRADAS

El modelo de Lam y Teng originalmente fue desarrollado para el uso en columnas no circulares, sin embargo, existen un par de factores de forma que pueden ser aplicados en las expresiones para poder emplear el modelo en columnas no circulares. La propuesta que se presenta a continuación fue tomada de Rocca et al. (2008), la cual también fue adoptada por el comité ACI-440.

En el capítulo 6.4.1 puede consultarse el modelo de Lam y Teng de 2003 que utiliza ACI-440.2R-08; en dicho desarrollo se proponen dos factores de forma que dependen de la relación de aspecto entre las dimensiones de la columna ( $h/b$ ) y de la relación del área efectivamente confinada ( $A_e/A_c$ ).

La presión de confinamiento de la camisa de FRP, con un diámetro equivalente a la distancia en diagonal de la columna cuadrada o rectangular, se podrá calcular con la ecuación (6.39).

Puede advertirse de la forma de la ecuación (6.12, en comparación con la ecuación (6.38, que si se omite el término “0.01”, relacionado con el refinamiento del modelo, ambas son las mismas expresiones. Por lo tanto la ecuación con el factor de forma incluido es:

$$\frac{f'_{cu}}{f'_{co}} = 1 + 3.5k_a (\rho_k - 0.01) \rho_\epsilon \quad \text{si } \rho_k \geq 0.01$$

$$\frac{f'_{cu}}{f'_{co}} = 1 \quad \text{si } \rho_k < 0.01$$

(6.19)



Por otra parte, si se reescribe la ecuación (6.2 para que tenga los mismo términos que la ecuación (6.44, la ecuación para el cálculo de la deformación última adaptada con el factor de forma es:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{co}} = 1.75 + 6.5k_b \left( \frac{f_l}{f'_{co}} \right)^{0.8} \left( \frac{\varepsilon_{h,rupt}}{\varepsilon_{co}} \right)^{0.65} \quad (6.20)$$

En las expresiones anteriores los factores de forma  $k_a$  y  $k_b$  pueden obtenerse a través de las expresiones

(6.42, (6.43 y (6.45.

### 6.3.5.2 MODELO ORIENTADO AL ANÁLISIS DE JIANG Y TENG (2007)

En la literatura actual es difícil encontrar modelos orientados al análisis en columnas cuadradas o rectangulares, por lo general se poseen solamente modelos orientados al diseño y que además están en función de algunos factores de forma. El modelo orientado al análisis que se describe en lo sucesivo sólo fue desarrollado para confinamiento de columnas circulares y no puede ser adaptado tan fácilmente a columnas con forma no circular debido a la relación única que existe con la deformación radial de la camisa.

Teng et al. en el año de 2007, basado en trabajos previos de Mirmiran y Shahawy, presentaron un modelo constitutivo orientado al análisis de cilindros confinados con FRP. El refinamiento de dicho modelo fue desarrollado por Jian y Teng (2007) para tener una mejor predicción en la curva esfuerzo-deformación debido a la sobreestimación del esfuerzo asociado a la deformación última principalmente en cilindros con bajo nivel de confinamiento, es decir, que presentan un tramo descendente en su curva esfuerzo-deformación. Los resultados del estudio indicaron un mejor ajuste (propiedades de dilatación, ecuación esfuerzo-deformación y condición última) respecto a muchos otros modelos recientes en comparación con los resultados de un gran número de pruebas experimentales modernas o documentadas.

Un modelo orientado al análisis debe considerar la interacción entre las deformaciones y esfuerzos del concreto y la camisa de FRP a través de la compatibilidad de deformaciones hasta la ruptura repentina de ésta. Desde hace algunos años la mayoría de los modelos de análisis cuentan con una base de expresiones adaptadas del confinamiento activo. El modelo base de confinamiento activo genera la curva esfuerzo-deformación a través de un proceso incremental que pasa por una familia de curvas bajo diferentes niveles de confinamiento activo (Figura 6.22).

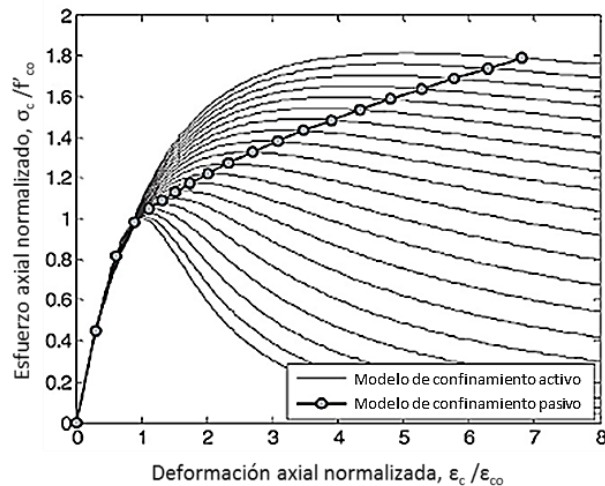


Figura 6.22. Generación de la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado con FRP [adaptada de Jiang y Teng, 2007].

El buen desempeño del modelo activo base depende del esfuerzo máximo,  $f'_{cc}$ , y su deformación asociada,  $\epsilon_{cc}$ , y de la relación deformación axial-lateral con la camisa de FRP. Para definir el esfuerzo máximo ( $f'_{cc}$ ) muchos modelos emplean la fórmula de 5 parámetros propuesta por William y Warnke; otros tantos formulas con radicales. El empleo de la fórmula de 5 parámetros ha sido aceptada ampliamente en el caso de concreto confinado con acero, sin embargo en confinamiento con FRP no conduce a una estimación adecuada del modelo pasivo esfuerzo-deformación. El presente modelo emplea una función lineal para definir el esfuerzo máximo:

$$f'_{cc} = f'_{co} + 3.5f_l \tag{6.21}$$

donde:  $f'_{co}$  representa la resistencia del concreto sin confinar y;  $f_l$  la presión de confinamiento en la ruptura de la camisa de FRP.

La presión máxima de confinamiento de la camisa de FRP ( $f_l$ ) se presenta inminente a la ruptura de la camisa y para columnas circulares puede calcularse como:

$$f_l = \frac{2E_{FRP}t\epsilon_{h,rupt}}{D} \tag{6.22}$$

En la expresión anterior:  $E_{FRP}$  es el módulo de elasticidad del FRP;  $t$  el espesor total de la camisa;  $\epsilon_{h,rupt}$  la deformación última de la camisa de FRP y;  $D$  el diámetro de la columna.

De acuerdo con el nivel de confinamiento del concreto una columna se pueden dividir en: débilmente confinadas, moderadamente confinadas y fuertemente confinadas. Una columna



confinada débilmente es aquella en donde el concreto de la curva esfuerzo-deformación presentará un tramo final de descenso. Los otros dos tipos de confinamiento se diferencian entre sí a través de la relación  $f'_{cu}/f'_{co}$ ; si dicha relación es menor a 2 se trata de un espécimen confinado moderadamente, de lo contrario, se dice que presenta un confinamiento fuerte.

Muchos de los modelos constitutivos emplean la formulación propuesta por Richart et al. para determinar la deformación asociada al esfuerzo máximo:

$$\varepsilon_{cc}^* = \varepsilon_{co}^* \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (6.23)$$

donde:  $f'_{cc}$  y  $\varepsilon_{cc}^*$  son esfuerzo máximo del concreto confinado y su deformación axial asociada y;  $f'_{co}$  y  $\varepsilon_{co}^*$  son la resistencia del concreto del concreto no confinado y su deformación axial asociada.

El modelo original de este apartado anteriormente también empleaba también la fórmula de Richart et al. pero se observó que el resultado de dicha ecuación era mayor a la deformación real vista en laboratorio. Jiang y Teng (2007) determinaron que la localización adecuada del esfuerzo máximo y su deformación asociada son los aspectos más importantes para asegurar una correcta precisión en el modelo base de confinamiento activo. A través de un refinamiento se logró adaptar una expresión que se ajustará mejor a los resultados de pruebas experimentales y que en general tuviera menor dispersión que otros modelos. Es importante señalar que con esta modificación la localización del punto máximo cambia y la forma general de la curva presenta algunas alteraciones en el rango de lo razonable. El resultado finalmente fue adecuado a una forma lineal sin que se tuviera una pérdida apreciable de precisión.

La expresión para el cálculo de la deformación asociada al esfuerzo máximo de Jiang y Teng (2007) es:

$$\frac{\varepsilon_{cc}^*}{\varepsilon_{co}^*} = 1 + 17.5 \left( \frac{\sigma_l}{f'_{co}} \right) \quad (6.24)$$

En la expresión anterior:  $\varepsilon_{cc}^*$  es la deformación axial asociada al esfuerzo máximo del concreto confinado;  $f_l$  la presión de confinamiento en la ruptura de la camisa de FRP y;  $f'_{co}$  la resistencia del concreto no confinado.

Al igual que muchas otras propuestas, en el presente modelo se emplea la propuesta hecha originalmente por Popovics y adaptada posteriormente por Mander et al. para describir la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado activamente:



$$\frac{\sigma_c}{f'_{cc}} = \frac{\left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}^*}\right)^r}{r-1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}^*}\right)^r} \tag{6.25}$$

donde:  $\sigma_c$  y  $\epsilon_c$  son el esfuerzo y deformación asociada de un punto cualquiera de la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado;  $\epsilon_{cc}^*$  es la deformación axial asociada al esfuerzo máximo del concreto confinado y;  $r$  es una constante que depende de las características del concreto.

La constante  $r$  se puede calcular como:

$$r = \frac{E_c}{E_c - f'_{cc} / \epsilon_{cc}^*} \tag{6.26}$$

En la expresión anterior:  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto.

La relación entre las deformaciones axiales y laterales (que no están presentes en el modelo de confinamiento activo) proporciona el vínculo entre la respuesta del núcleo de concreto y la camisa de FRP del modelo pasivo de confinamiento. Investigando las propiedades de dilatación del concreto confinado con FRP y examinando la relación tangente o secante de ésta es que los autores proponen ecuaciones, explícitas o implícitas, para encontrar la relación entre las deformaciones.

Teng et al. basados en una interpretación detallada de las propiedades de dilatación del concreto confinado y no confinado en especímenes con diferentes niveles de confinamiento, proponen una expresión (descripción explícita) que también es aplicable al concreto confinado activamente y al concreto con FRP y que ha demostrado ser la más adecuada en todos los casos:

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} = 0.85 \left(1 + 8 \frac{\sigma_l}{f'_{co}}\right) \left\{ \left[ 1 + 0.75 \left(\frac{-\epsilon_l}{\epsilon_{co}}\right) \right]^{0.7} - \exp \left[ -7 \left(\frac{-\epsilon_l}{\epsilon_{co}}\right) \right] \right\} \tag{6.27}$$

En la expresión anterior:  $\sigma_l$  es la presión de confinamiento (constante a lo largo del proceso de carga en un modelo de confinamiento activo). Cuando el concreto está confinado con FRP, la presión de confinamiento es pasiva y depende de la rigidez del FRP la cual aumenta continuamente conforme su deformación crece; para el caso anterior la presión incremental puede encontrarse con:



$$\sigma_l = \frac{2E_{FRP}t\varepsilon_h}{D} = -\frac{2E_{FRP}t\varepsilon_l}{D}$$

6.28

En la expresión anterior:  $\varepsilon_l$  representa la deformación lateral de la camisa de FRP.

El procedimiento de obtención de la curva esfuerzo-deformación implica que la deformación de la camisa de FRP vaya desde  $\varepsilon_l = 0$  hasta  $\varepsilon_l = \varepsilon_{h,rupt}$ .

## 6.4 REVISIÓN Y DISEÑO DE COLUMNAS CON FRP

Debido a que el concreto confinado con FRP presenta altas no linealidades, las propiedades mecánicas deberán describir su comportamiento, en la medida de lo posible, bajo relaciones esfuerzo-deformación, momento-curvatura y diagramas de interacción desarrollados analíticamente y experimentalmente. Es así que de acuerdo al objetivo perseguido cada modelo de FRP tiene sus propias ecuaciones, sin dejar del lado las especificaciones del sistema de FRP y el proceso constructivo que proporciona el proveedor.

Se recuerda que la condición última del concreto confinado a menudo está caracterizada por la resistencia a compresión máxima y su deformación axial asociada. Aunque la resistencia es un buen indicativo de la capacidad de una columna, en muchas ocasiones lo que se busca es incrementar la deformación para proporcionar mayor ductilidad, por lo que conocer la resistencia y deformación últimas se vuelve más importante. Un ejemplo de ello se presenta en el reforzamiento sísmico de columnas de concreto, en la que una pequeña cantidad de FRP puede ser suficiente en la mejora de la ductilidad, aunque no sea suficiente para presentar una mejora significativa en la resistencia a compresión.

En los años recientes se han venido incrementando el número de guías de diseño, códigos y especificaciones que han sido publicadas por organizaciones técnicas las cuales proporcionan una orientación muy acertada del cómo diseñar con materiales compuestos. La gran mayoría de estas ayudas fueron elaboradas en Estados Unidos y Japón, pero también tiene contribución algunos trabajos elaborados en otras partes de Europa. Hablando específicamente de refuerzo con FRP en forma de láminas o camisas aplicado a estructuras de concreto reforzado se encuentran, entre otros más, algunos códigos como el ACI-440.2R-02 de 2002 y su actualización ACI-440.2R-08 de 2008; además del código suizo FIB de 2001, el JSCE japonés de 2001 y los ingleses TR 57 y TR 55 de 2003 y 2004 respectivamente. Además de la reglamentación existente, los fabricantes de las fibras y matrices han elaborado sus propios manuales, tal es el caso de Mbrace ([www.mbrace.com](http://www.mbrace.com)) o Sika ([www.mex.sika.com](http://www.mex.sika.com)).

### 6.4.1 CÁLCULO DE LOS DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS CONFINADAS CON FRP

#### 6.4.1.1 MÉTODO SIMPLIFICADO



La siguiente metodología está basada en el procedimiento propuesto por Rocca et al. (2008) y que posteriormente también fue adoptado por el ACI.440.2R-08. Este procedimiento permite calcular algunos puntos del diagrama de interacción de forma simplificada para la aplicación directa en el diseño práctico. Los resultados analíticos mostraron buena concordancia con las pruebas experimentales llevadas a cabo en diferentes especímenes confinados con camisas perpendiculares al eje y sujetos en su mayoría a carga axial y momento flexionante.

Las hipótesis simplificadoras utilizadas en la presente metodología están basadas en principios de compatibilidad y equilibrio y no distan demasiado de las utilizadas en concreto reforzado convencional, siendo las diferencias principales el modelo esfuerzo-deformación utilizado para el cálculo de resistencia y deformación del concreto en compresión y la utilización del perfil real de esfuerzos.

A diferencia del concreto convencional, en el que se reemplazaba la distribución de esfuerzos por un bloque equivalente (ver capítulo 3), se ha visto que en el concreto confinado con FRP no es del todo aplicable dicha simplificación ya que está basada en pruebas experimentales en concreto no confinado. Ésta ha sido una de las principales actualizaciones de la norma ACI-440.

Considerando lo descrito en párrafos anteriores, la metodología es muy parecida: primeramente se fija la deformación asociada a la resistencia máxima en el extremo en compresión ( $\epsilon_{cc}$ ); se calculan las deformaciones empleando triángulos semejantes; con el perfil de deformaciones es posible encontrar los esfuerzos y; finalmente, las fuerzas se calculan conociendo el área esforzada.

El procedimiento propone el cálculo de cinco puntos (Figura 6.23):

- (A) – Punto de compresión pura. Asociado a la deformación última de diseño del concreto confinado.
- (B) – Punto de máxima compresión. Asociado a la distribución de deformaciones en donde la deformación nula se presenta en el acero a tensión más alejado y la máxima en la cara de compresión según la deformación última de diseño del concreto confinado.
- (C) – Punto de falla balanceado. Similar al punto (B), con la diferencia que el acero a tensión más alejado fluye.
- (D) – Punto que separa las zonas controladas por tensión y compresión. Similar a los puntos anteriores pero con una deformación del acero a tensión más alejado de 0.005.
- (E) – Punto de flexión pura. La carga axial está en equilibrio. En este punto las fibras orientadas de forma paralela al eje de la columna pueden aportar resistencia a la flexión.

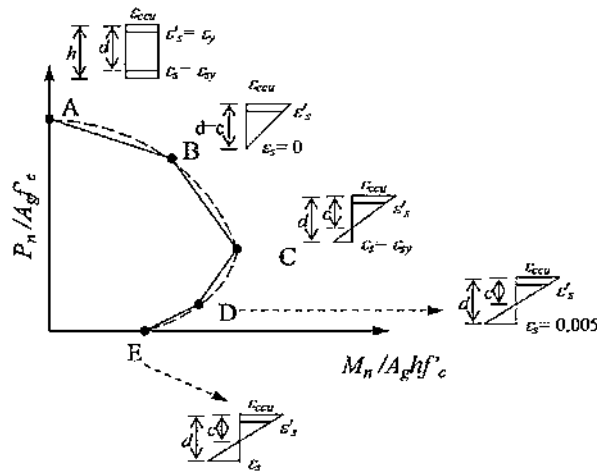


Figura 6.23. Diagrama de interacción simplificado [Adaptada de ACI 440.2R-08].

La capacidad de carga axial de la columna puede obtenerse con las expresiones existentes para columnas de concreto reforzado tradicional, es decir, considerando la contribución del acero de refuerzo longitudinal más la resistencia del concreto aumentada por el confinamiento con FRP. La resistencia correspondiente al punto (A) se calcula con la siguiente expresión:

$$P_R = \phi \left[ \phi_{ref} 0.85 f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \tag{6.29}$$

El reglamento limita la resistencia máxima de diseño a carga axial de un elemento sometido a compresión. Si se tienen espirales la resistencia se reducirá en un 15% y para estribos cerrados en un 20%. Entonces,  $\phi_{ref}$  toma los valores de 0.85 ó 0.8 según sea el caso. Los valores del factor de resistencia  $\phi$  dependen de la zona en que trabaja la columna; para valores nominales se toma igual a la unidad.

Los demás valores de carga axial y momento flexionante se obtienen a través de la integración de los esfuerzos asociados a la distribución de deformaciones. Las expresiones integrales (6.30 y (6.31 corresponden a una sección circular y las (6.32 y (6.33 a la de una sección rectangular o cuadrada.

$$\phi P_{n(B,C,D)} = \phi \int_0^c \left( 2\sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - y - \left(\frac{D}{2} - d'\right)} \right) f_c(y) dy + \sum A_{si} f_{si} \tag{6.30}$$

$$\phi M_{n(B,C,D)} = \phi \int_0^c \left( 2\sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - y - \left(\frac{D}{2} - d'\right)} \right) \left( \frac{D}{2} - c + y \right) f_c(y) dy + \sum A_{si} f_{si} d_{si} \tag{6.31}$$

$$\phi P_{n(B,C,D)} = \phi \int_0^c b f_c(y) dy + \sum A_{si} f_{si} \tag{6.32}$$



$$\phi M_{n(B,C,D)} = \phi \int_0^c b \left( \frac{h}{2} - c + y \right) f_c(y) dy + \sum A_{si} f_{si} d_{si} \tag{6.33}$$

En las expresiones anteriores:  $c$  es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro;  $A_{si}$ ,  $f_{si}$  y  $d_{si}$  corresponden al área de acero y esfuerzo asociado a la deformación del lecho “i” medido desde la fibra extrema a compresión respectivamente;  $y$  es la variable de integración de la zona en compresión y;  $f_c$  corresponde al valor del esfuerzo en el concreto.

Según la normativa, el incremento en resistencia sólo es significativo cuando el concreto trabaja en la zona de compresión controlada; es decir que no sería aplicable en ningún punto por debajo del comportamiento balanceado, a menos que se cuente con tiras longitudinales para el cálculo de la flexión pura o incluso en el punto de tensión pura. Lo anterior conduce a que el diagrama simplificado solo posea los puntos (A), (B) y (C) (Figura 6.24).

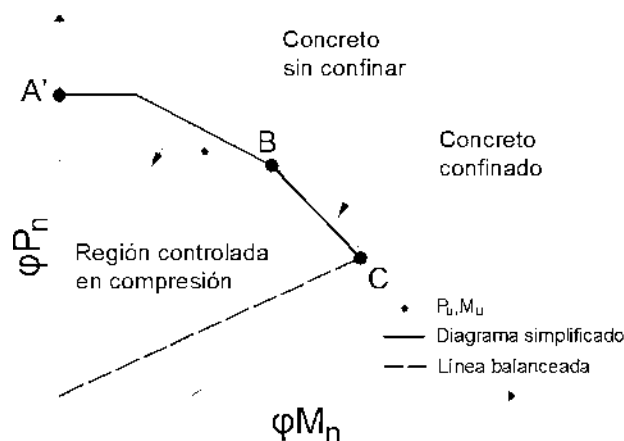


Figura 6.24. Diagrama de interacción para zona controlada en compresión [adaptada de ACI 440.2R-08].

El modelo de esfuerzo-deformación adoptado para el concreto confinado con FRP corresponde al modelo orientado al diseño de Lam y Teng de 2003 con muy pocas modificaciones en sus expresiones. Como se comentó anteriormente, se ha visto que este modelo provee de una predicción muy acertada tanto para columnas circulares como para rectangulares. Es cierto que el modelo ha sufrido modificaciones importantes hasta concluir en el modelo presentado en el año de 2009, sin embargo, la modificación principal está orientada a utilizarse cuando se tienen presiones de confinamiento bajas, es decir, que no incrementan la resistencia. El objetivo principal de la utilización del FRP en el diseño adoptado por ACI.440.2R-08 es el de incrementar la resistencia, razón por la cual se justifica que en esta normativa aún se establezca un límite inferior de la presión de confinamiento mínima, con la cual se asegure un segundo tramo ascendente o al menos recto, el cual permitirá un incremento de ductilidad sin sacrificar la resistencia.



En este modelo la relación de confinamiento mínima requerida se presenta en la siguiente expresión:

$$\frac{f_l}{f_c} \geq 0.8 \tag{6.34}$$

Cabe señalar que la normativa anterior ACI.440.2R-02 que estaba basada en la ecuación de Mander et al. (con una presión de confinamiento dada por la camisa de FRP), no permitía el incremento de ductilidad cuando se trataba de columnas cuadradas debido a que la eficiencia del confinamiento se despreciaba al incrementarse las deformaciones. En la Figura 6.25 se presentan los resultados de un programa creado como parte de este trabajo pero utilizando la metodología simplificada del año 2002 y tomando un ejemplo de Bank (2006). Puede observarse el aumento hipotético de ductilidad. Esta metodología simplificada quedó obsoleta con la actualización drástica del año 2008 y por lo tanto no se presentarán los detalles.

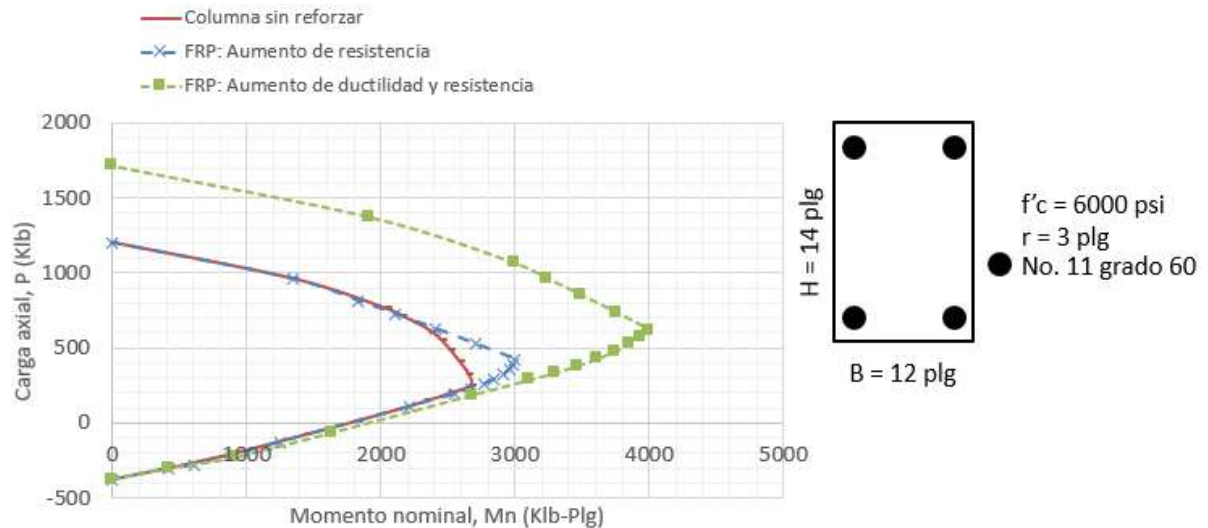


Figura 6.25. Metodología simplificada ACI.440.2R-02.

El cálculo de la curva esfuerzo-deformación está basado en los parámetros de la Figura 6.16. A continuación se presentan las expresiones necesarias para su cálculo (ACI.440.2R-08):

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f_c'} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t' \\ f_c' + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon_t' \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \tag{6.35}$$

$$\varepsilon_t' = \frac{2f_c'}{E_c - E_2} \tag{6.36}$$



$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\epsilon_{ccu}} \tag{6.37}$$

En las expresiones anteriores:  $f'_c$  y  $\epsilon_c$  son el esfuerzo axial a compresión del concreto confinado con FRP y su deformación asociada respectivamente;  $E_c$  es el módulo de elasticidad inicial que corresponde al del concreto no confinado;  $E_2$  es la pendiente del segundo tramo lineal;  $\epsilon'_t$  corresponde a la deformación de transición y;  $\epsilon_{ccu}$  es la deformación ultima del concreto confinado con FRP.

Debe tenerse en cuenta que el valor de  $E_c$  puede incrementarse sí se consideran acciones sísmicas (Mander et al., 1998). En el presente trabajo el incremento del módulo no se considera.

La resistencia máxima a compresión del concreto confinado con FRP se puede calcular con la siguiente expresión:

$$f'_{cc} = f'_c + 3.3k_a f_l \tag{6.38}$$

en la expresión anterior:  $k_a$  corresponde a un factor de eficiencia o de forma y  $f_l$  es la presión de confinamiento.

Cuando se trata de secciones no circulares la presión de confinamiento puede ser calculada reemplazando el valor del diámetro por el de la hipotenusa formada por ambos lados (Figura 6.26):

$$f_l = \begin{cases} \psi_f \frac{2nt_f E_f \epsilon_{fe}}{D} & \text{para secciones circulares} \\ \psi_f \frac{2nt_f E_f \epsilon_{fe}}{\sqrt{b^2 + h^2}} & \text{para secciones no circulares} \end{cases} \tag{6.39}$$

En las expresiones anteriores:  $\psi_f$  representa un factor de reducción adicional a juicio del comité;  $n$  es el número de tiras empleadas;  $t_f$  es el espesor de cada una de las tiras y;  $\epsilon_{fe}$  representa la deformación lateral efectiva de la camisa de FRP.

El apéndice A.4 presenta una tabla con las propiedades de algunas fibras comerciales ( $f_{fu}^*$ ,  $\epsilon_{fu}^*$ ).

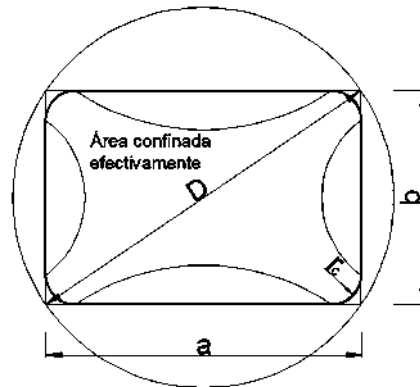


Figura 6.26. Sección transversal circular equivalente [Adaptada de ACI-440.2R-08].

El factor de reducción adicional  $\psi_f$  toma un valor de 0.95 a juicio del comité ACI, pero puede considerarse unitario si se desea conocer la presión de acuerdo al modelo original. El factor de reducción en la versión anterior se aplicaba directamente a la resistencia del concreto confinado; en esta actualización inicialmente se colocó multiplicando al segundo término de la expresión para el cálculo de la resistencia del concreto confinado (ecuación (6.38)). No obstante, en el enfoque de la versión revisada, el factor está orientado directamente a reducir la presión de confinamiento (Rocca et al., 2008); lo cual es congruente con los ejemplos revisados.

Por otro lado, la deformación lateral efectiva  $\epsilon_{fe}$ , es aquella asociada a la falla de la camisa de FRP cuando la columna se somete a esfuerzos de compresión axial y que se ha venido mencionando a lo largo de este capítulo. La expresión para calcular la deformación lateral efectiva se presenta a continuación:

$$\epsilon_{fe} = k_{\epsilon} \epsilon_{fu} \tag{6.40}$$

en la expresión anterior:  $k_{\epsilon}$  es un factor de eficiencia para considerar la ruptura prematura de la camisa de FRP y;  $\epsilon_{fu}$  es la deformación última del FRP proporcionado por el fabricante (considerando o no el factor de exposición).

Con base en una amplia cantidad de pruebas experimentales, algunos autores han encontrado que el factor de eficiencia  $k_{\epsilon}$  oscila entre 0.57 y 0.61. Para aplicaciones prácticas se decide utilizar un valor de 0.55.

Cuando la excentricidad es menor al 10% de la altura en la dirección en que se está analizando se considera que la sección trabaja a compresión pura; contrastando con la excentricidad accidental que siempre se debe considerar y que hace que se presente una combinación de carga axial y momento flexionante. El comité 440 recomienda que cuando se tenga una combinación entre carga axial y momento flexionante y con objeto de asegurar la integridad del elemento por cortante se establezca un límite inferior de la deformación efectiva:

$$\epsilon_{fe} = 0.004 \leq k_{\epsilon} \epsilon_{fu} \tag{6.41}$$



El factor de eficiencia o de forma  $k_a$  toma en cuenta la geometría de la sección transversal y lo que pretende es reducir la presión de confinamiento (parábolas) que se pierde conforme los lados de una sección rectangular se incrementan o las aristas son más pronunciadas. A continuación se presentan las expresiones para el cálculo:

$$k_a = \frac{A_e}{A_c} \left( \frac{b}{h} \right)^2 \quad (6.42)$$

La relación entre el área efectiva confinada con respecto al área del núcleo puede obtenerse a través de la siguiente expresión:

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[ \frac{\left( (b/h)(h - 2r_c)^2 + (h/b)(b - 2r_c)^2 \right)}{3A_g} \right] - \rho_g}{1 - \rho_g} \quad (6.43)$$

en la expresión anterior:  $h$  y  $b$  son la altura y la base de la sección transversal;  $r_c$  representa el radio de redondeo de las esquinas;  $A_g$  es el área gruesa de la sección transversal y;  $\rho_g$  representa la cuantía de acero longitudinal respecto al área gruesa.

La deformación máxima del concreto confinado con FRP  $\varepsilon_{ccu}$  puede obtenerse con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_c' \left( 1.5 + 12k_b \frac{f_l}{f_c} \left( \frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_c'} \right)^{0.45} \right) \quad (6.44)$$

La constante original propuesta por Lam y Teng (2003) mostraba 1.75 en lugar de 1.5 (ACI-440.2R-08), sin embargo, lo que se desea es que al sustituir el valor de la deformación del concreto sin confinar igual a 0.002 el valor de la deformación última del concreto sin confinar exhiba 0.003.

Además de la modificación anterior, la expresión incorpora otro factor de forma, el cual puede ser calculado empleando la siguiente expresión:

$$k_b = \frac{A_e}{A_c} \left( \frac{h}{b} \right)^{0.5} \quad (6.45)$$

Los valores de los factores de forma  $k_a$  y  $k_b$  cuando se trate de secciones circulares se toman igual a 1.



Basado en recomendaciones que buscan evitar el agrietamiento excesivo, la deformación última deberá limitarse tal y como se presenta a continuación:

$$\varepsilon_{ccu} \leq 0.01 \quad (6.46)$$

Es de señalar que cuando el límite anterior es aplicable, la resistencia máxima del concreto confinado con FRP  $f'_{cc}$  deberá recalcularse.

Existen algunas limitaciones propias de la norma:

- Al ser el incremento de las características del concreto confinado con FRP aplicable sólo a la zona de compresión controlada, el punto de comportamiento balanceado deberá unirse a través de una línea recta con el origen para delimitar la aplicabilidad del confinamiento.
- El procedimiento no es aplicable a columnas que posean una resistencia de concreto no confinado mayor o igual a 70 MPa ya que no ha sido comprobado experimentalmente.
- El procedimiento no está recomendado cuando se tienen relaciones de aspecto mayores que dos ( $h/b > 2$ ), ni cuando uno de sus lados sobrepase de 90 cm.
- Deberán considerarse los factores de reducción ambientales en la resistencia y deformación de la fibra seleccionada:  $f_{fu} = C_E f_{fu}^*$  y  $\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$ . El Apéndice A.7 presenta una tabla para la obtención del factor de reducción ambiental,  $C_E$ .
- Las ecuaciones de diseño propuestas por el ACI 440 se basan en una instalación adecuada ya que en estos sistemas una correcta adherencia del FRP con el elemento es un factor crítico.

#### 6.4.1.2 MÉTODO EXTENDIDO

El procedimiento expuesto en el ACI.440.2R-08 solo presenta las expresiones para el cálculo de los diagramas de interacción en secciones rectangulares; esta solución cerrada de la integración de esfuerzos se considera de forma implícita al modelo esfuerzo-deformación de Lam y Teng y es presentada en función de nueve coeficientes que ayudan a simplificar su utilización. El detalle de estos coeficientes se presenta en el apéndice A.6.

La solución sólo fue propuesta para secciones rectangulares y puede ser encontrada de forma analítica; por el contrario, una sección circular no presenta una función continua que pueda describir con una sola expresión toda su área, es así que si se quisiera encontrar la solución se necesitarían dos expresiones (cuatro integrales en total), resultando en una solución cerrada poco práctica debido a la cantidad de términos que contendría.

Por las razones expuestas en el párrafo anterior, se propone la solución de las integrales de la sección circular a través de un método numérico con base en un número finito y grande de franjas diferenciales, en el cual cada una de las franjas diferenciales estará asociada a una deformación, a un esfuerzo y a una fuerza en función de su área diferencial. Este método de



solución propuesto es similar al empleado en el capítulo 3 y que posteriormente fue programado en el capítulo 4.

Además de la extrapolación a columnas con secciones circulares; el procedimiento se extiende para poder calcular un número significativo de puntos que puedan describir de mejor manera la curva del diagrama de interacción. Los puntos (A), (B) y (C) son sustituidos y el diagrama simplificado por líneas rectas ya no se utiliza.

En la Figura 6.27 puede visualizarse la propuesta de las curvas extendidas (E\_FRP y E\_SC) en comparación con las curvas simplificadas (S\_FRP y S\_SC). El ejemplo fue tomado del apéndice de Rocca et al. (2008), ajustado y recalculado considerando valores nominales.

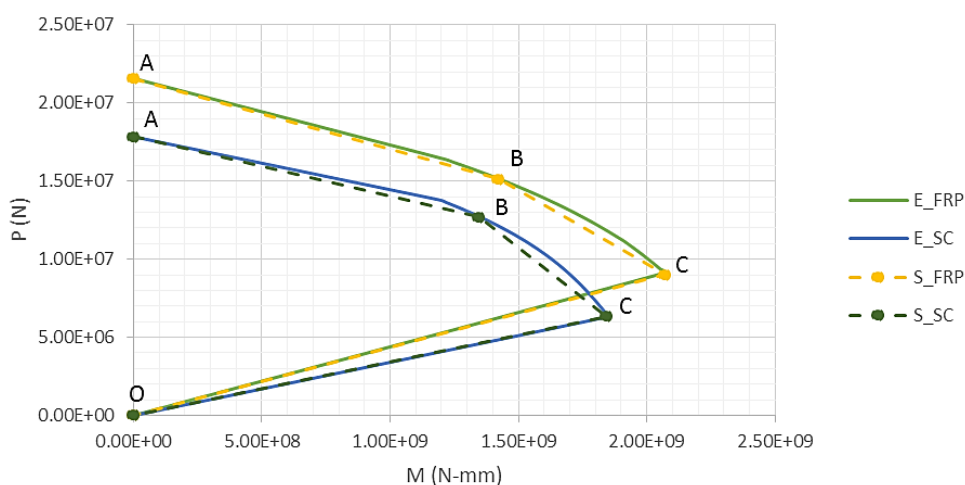


Figura 6.27. Extensión de la curva de interacción.

#### 6.4.1.2.1 APLICACIÓN

Una vez que se hace la extensión del procedimiento, el cálculo manual resulta complicado; es así que las ecuaciones son programadas utilizando FORTRAN 90. La aplicación llevará el nombre de “PM\_FRP.EXE” y su manual de usuario se presenta en el apéndice A.8.2

Se propone el cálculo de cuatro distintos tipos de diagramas de interacción P-M, los cuales ayudarán a tener una mejor idea y punto de comparación entre los distintos tipos de comportamiento (ver manual de usuario). Para su distinción se han nombrado de la siguiente forma:

- 1) NO\_CONFINADO
- 2) ACI\_COMPLETO
- 3) FRP
- 4) ACI\_FRP

El procedimiento de cálculo completo se esquematiza a través del diagrama de flujo mostrado en el apéndice A.6.



La Figura 6.29 representa los 4 tipos de diagramas de interacción propuestos, los cuales fueron calculados a partir de un ejemplo tomado del reglamento ACI-440.2R-08 considerando valores nominales (Figura 6.28). Se trata de una columna de concreto reforzado cuadrada de 24x24 plg, cuenta inicialmente con un  $f'_c = 45$  MPa, 12 barras longitudinales grado 60 del No.10. La carga axial nominal es de 9,281 kN y se pretende que al encamisarla resista hasta 11,138 kN. Puede observarse que el aumento de la capacidad con el sistema de FRP elegido es de alrededor del 20%.

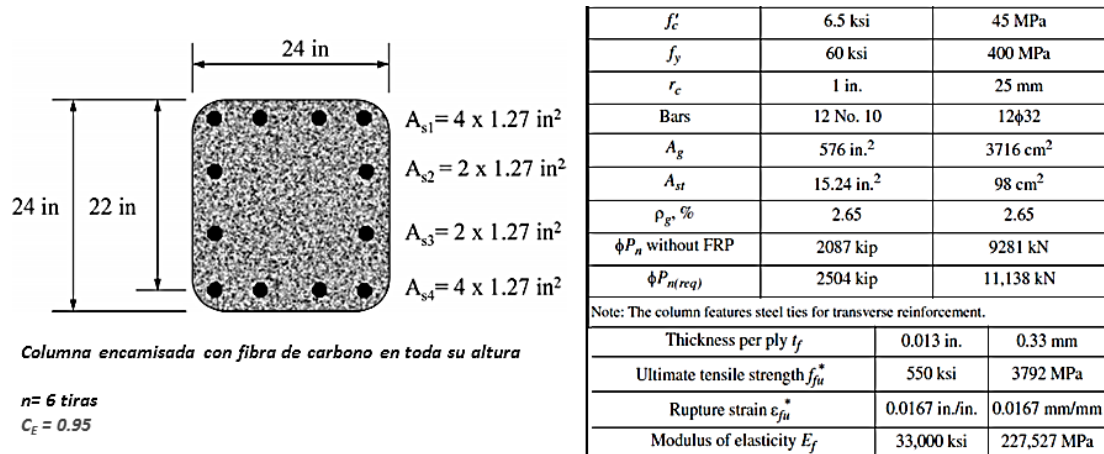


Figura 6.28. Ejemplo de una sección no circular [Adaptado de ACI 440.2R-08].

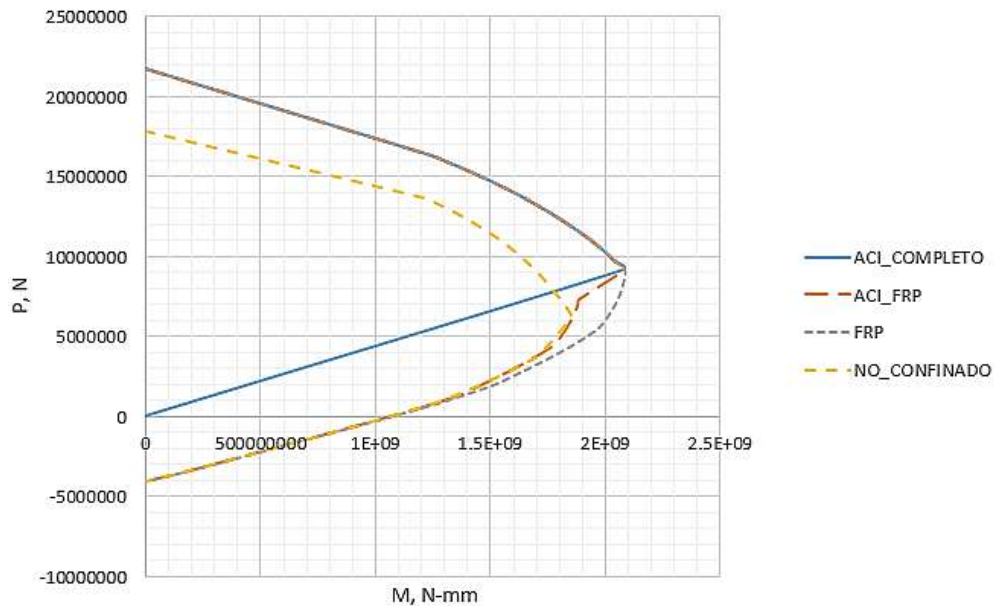


Figura 6.29. Propuestas de diagramas P-M.



### 6.4.1.3 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN ULTIMOS

Un diagrama de interacción último corresponde a aquella gráfica donde se encuentran las posibles combinaciones de la carga axial y el momento flexionante que satisfagan el equilibrio de fuerzas. Por lo general, lo que se busca es definir el diagrama de interacción en la falla de la columna, es decir, con una deformación de la fibra extrema igual a la deformación de ruptura del concreto, confinado o no confinado según sea el caso; además de la posible falla por aplastamiento del concreto puede presentarse la ruptura de una o varias barras de acero longitudinal. En otras palabras el objetivo es llevar a cabo una evaluación sísmica confiable de las propiedades de la región de articulación plástica (Lyon, 2009).

El proceso resulta un poco más complejo que el de un diagrama de interacción de diseño (como en de los reglamentos) debido a que se describen las curvas completas esfuerzo-deformación de los distintos materiales. En caso de columnas convencionales se tienen tres tipos de materiales: concreto confinado, concreto no confinado y acero longitudinal; cuando se trate de confinamiento con FRP sólo se posee concreto confinado y acero longitudinal.

El proceso de cálculo puede llevarse a cabo a través de un método numérico incremental dividiendo a la sección en cierto número de franjas diferenciales. Para una carga axial determinada se determina la fuerza interna de cada una de las franjas buscando al eje neutro que satisfaga el equilibrio con la suma de todas ellas, ó en su defecto encontrar la deformación de la fibra extrema que iguale las fuerzas internas y externas. Una vez que se establece el eje neutro, el momento resistente puede calcularse por un procedimiento conocido pero considerando toda la curva del acero y del concreto. El procedimiento completo requiere de una variación de la carga axial externa actuante, volver a equilibrar las fuerzas y determinar el momento resistente.

El diagrama de interacción PM último puede evaluarse a través de una serie de cálculos de diagramas momento-curvatura. Desde otro punto de vista, un par de coordenadas en un diagrama de interacción PM corresponde a una carga axial aplicada y la correlación del momento último calculado a partir de este tipo de análisis, de esta manera puede percibirse mejor la relación entre la carga y el momento inminente a la falla de la columna.

La Figura 6.30 presenta una serie de análisis momento-curvatura de una columna circular confinada con FRP (capítulo 4.4.3) cuya propuesta de refuerzo se presenta en el capítulo 6.4.2.1. Los análisis fueron llevados a cabo bajo diferentes cargas axiales actuantes desde  $P=0$  para flexión pura, hasta  $P= 2.17f_cA_g$  que es el punto de compresión máxima; dicha la carga máxima representa solamente un punto en (0,0) debido a que causa la falla inmediatamente. Esta carga fue obtenida con  $P_{m\acute{a}x} = f'_{cc\_FRP} (A_g - A_s) + f_{su} A_s$

La Figura 6.31 muestra la gráfica de los puntos obtenidos a partir de la serie de análisis momento-curvatura (Figura 6.30). El diagrama de interacción último PM muestra la correlación entre ambos tipos de análisis asociados a la falla de la columna. La precisión del diagrama de interacción último depende de la definición correcta del momento último.

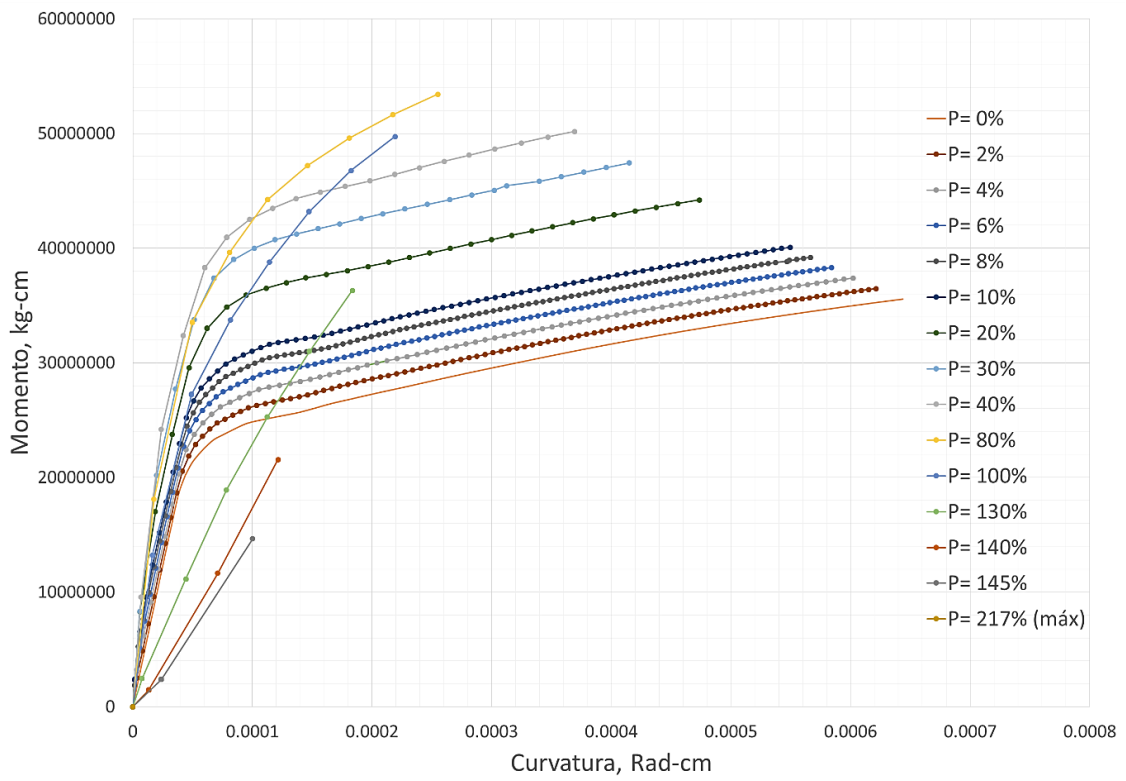


Figura 6.30. Serie de diagramas momento-curvatura para distintas cargas axiales actuantes.

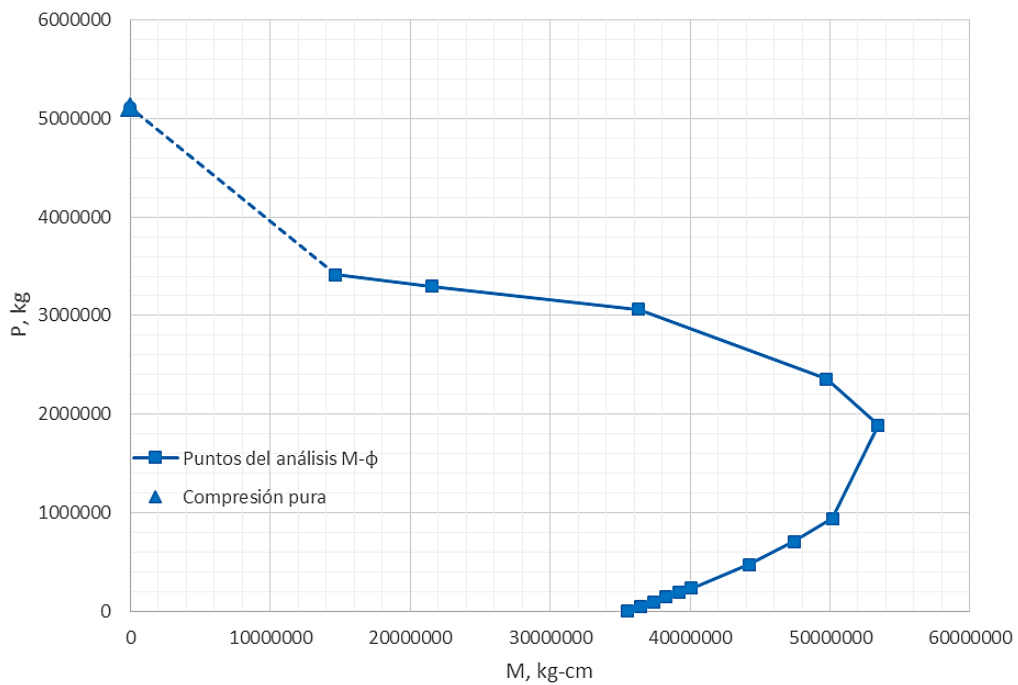


Figura 6.31. Diagrama de interacción último obtenido a partir de análisis momento-curvatura.



## 6.4.2 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA DE COLUMNAS CONFINADAS CON FRP

El procedimiento es análogo al de columnas confinadas con acero de refuerzo transversal con la diferencia que en este caso el modelo de confinamiento corresponde al del FRP. Cuando se trata de columnas reparadas o reforzadas con FRP del diagrama de interacción solo consta de dos modelos de materiales: concreto confinado con FRP y acero de refuerzo longitudinal.

Una vez que se seleccionan los modelos para diferentes materiales de la sección transversal, el siguiente paso es discretizar a la sección transversal en cierto número de franjas diferenciales, elegir el número de puntos, carga axial actuante, etc.

### 6.4.2.1 MODELO PARA COLUMNAS CONFINADAS CON FRP

El modelo constitutivo depende del tipo de sección transversal y del objetivo del análisis:

- Sección circular:
  - Modelo de diseño de Teng et al. (2009)
  - Modelo de análisis de Jiang y Teng (2007)
- Sección rectangular o cuadrada:
  - Modelo de diseño adaptado de Teng et al. (2009)

La aplicación "ESDECO.EXE" fue modificada para incluir en su algoritmo el cálculo de la curva esfuerzo-deformación considerando los modelos de confinamiento con FRP presentados anteriormente. El manual de usuario se presenta en el capítulo A.8.2.

La Figura 6.32 muestra la curva esfuerzo-deformación de la columna circular del capítulo 4.4.3. La camisa de FRP consta de 7 tiras de SIKAWRAP®-301C (Apéndice A.4):  $t_{FRP} = 0.0167$  cm,  $E_{FRP} = 2,343,700$  kg/cm<sup>2</sup> y  $\epsilon_{FRP} = 2.13\%$ ; por lo tanto,  $t_{tFRP} = 0.1169$  y  $\epsilon_{rup-FRP} = 1.1715\%$ . Se utilizará el modelo de Jiang y Teng (2007) sin amplificación dinámica. Puede observarse un incremento significativo de la resistencia, sin embargo, con el número de tiras o el FRP elegido la ductilidad no sufre un gran incremento.

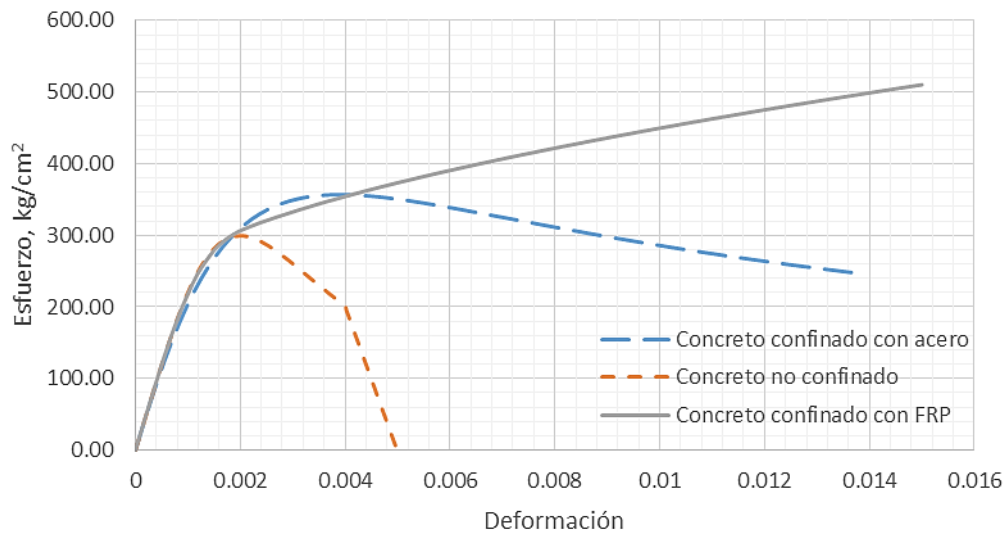


Figura 6.32. Curvas esfuerzo-deformación de una columna circular con diferentes técnicas de confinamiento.

La Figura 6.33 muestra la curva esfuerzo-deformación de la columna circular del capítulo 4.4.2 con un radio de redondeo de esquinas de 5 cm. La camisa de FRP consta de 12 tiras de SIKAWRAP®-201C (Apéndice A.4):  $t_{FRP} = 0.011$  cm,  $E_{FRP} = 2,343,700$  kg/cm<sup>2</sup> y  $\epsilon_{FRP} = 2.13\%$ ; por lo tanto,  $t_{tFRP} = 0.132$  y  $\epsilon_{rupt-FRP} = 1.1715\%$ . Se utilizará el modelo de Teng et al. (2009) sin amplificación dinámica (ACI-440.2R-08 restringe su uso en columnas con lados mayores a 90 cm). El factor de eficiencia de forma ( $K_a = 1.3485$ ) se limitó a la unidad debido a que la eficiencia en teoría debería ser igual o menor a 1. Puede observarse un incremento considerable de resistencia, sin embargo, debido a la eficiencia de la ruptura de la camisa de FRP la ductilidad no presenta un incremento, este problema puede solucionarse aumentando el espesor de la camisa o cambiar a un FRP más resistente.

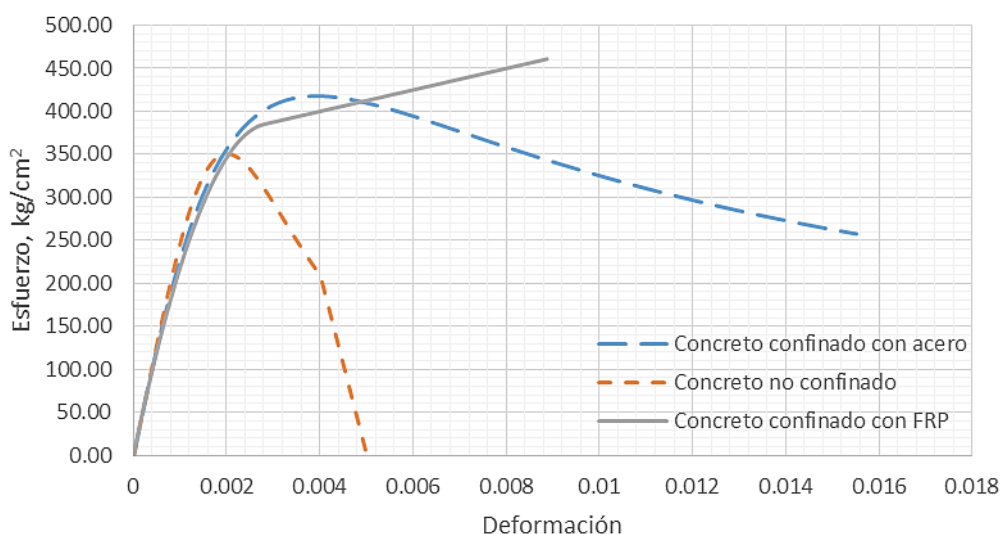


Figura 6.33. Curvas esfuerzo-deformación de una columna rectangular con diferentes técnicas de confinamiento.

#### 6.4.2.2 COMPARACIÓN DE LOS DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA CON RESPONSE-2000

La aplicación "M\_PHI.EXE" fue modificada para incluir en su algoritmo el cálculo de los diagramas momento-curvatura de secciones circulares o rectangulares con los diferentes modelos de confinamiento con FRP. El manual de usuario se presenta en el capítulo A.8.3.

Cuando se utilice el modelo de análisis de columnas circulares de concreto confinado con FRP (Jiang y Teng, 2007) el programa requiere de una subrutina adicional. Partiendo de una supuesta deformación lateral debe determinarse la deformación axial de la columna y posteriormente verificarse que la deformación lateral real sea igual que la deformación supuesta (o un error con tolerancia muy pequeña). Algunas ocasiones el proceso incremental converge rápidamente (primer ciclo) debido a las pequeñas diferencias entre la deformación supuesta y la real lo que puede acarrear errores, entonces con objeto de tener mayor precisión el proceso vuelve a iniciarse pero ahora con un nivel de tolerancia más pequeño.

La Figura 6.34 muestra el diagrama momento-curvatura de la columna circular del capítulo 4.4.2 pero ahora confinada con FRP cuya curva esfuerzo-deformación se encuentra en la Figura 6.32. La comparación se llevará a cabo entre la aplicación "M\_PHI.EXE" y el programa RESPONSE-2000. Los valores de la pendiente elástica son muy similares en ambos programas, la zona de transición debido a la fluencia del acero en tensión se presenta para valores similares de curvatura y momento. La falla en ambos casos es debida a la fractura de la camisa de FRP, sin embargo, RESONSE-2000 continua el diagrama debido a que este software considera la pérdida gradual del concreto confinado; esta falla en ambos casos se presenta aproximadamente en una curvatura de  $\phi = 0.00064$  rad/cm. De forma general puede observarse un buen ajuste entre ambos programas y las diferencias que existen pueden deberse a las hipótesis que cada programa utiliza.

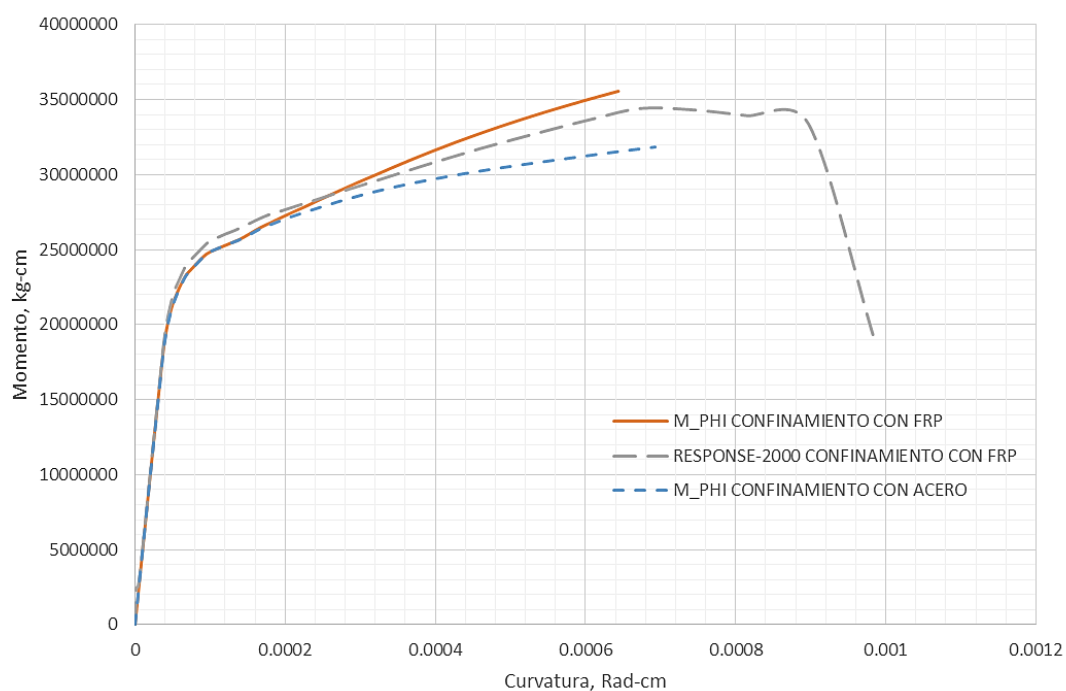


Figura 6.34. Diagrama momento-curvatura de una columna circular confinada con FRP.

La Figura 6.35 muestra el diagrama momento-curvatura de la columna rectangular del apartado anterior (Figura 6.33) utilizando la aplicación “M\_PHI.EXE” y el programa RESPONSE-2000. De forma general puede observarse que la pendiente inicial en ambos casos presenta prácticamente los mismos valores, además la zona de transición (cambio gradual) de la pendiente debido a la fluencia del acero en tensión se presenta en la misma región. En ambos casos la falla se muestra aproximadamente en una curvatura de  $\phi = 0.0034$  rad/cm. El diagrama de RESPONSE-2000 continua hasta una curvatura de  $\phi = 0.0018$  rad/cm (por cuestiones de visualización se omite) ya que considera el desprendimiento paulatino del concreto, lo que en la realidad no ocurre debido al rompimiento repentino de la camisa de FRP y falla de la sección. De forma general puede observarse un buen ajuste entre ambos programas y las diferencias pueden ser debidas a los criterios propios de cada programa y, como se mencionó en el capítulo 4, posiblemente a la diferencia en la zona de endurecimiento del modelo del acero de refuerzo longitudinal.

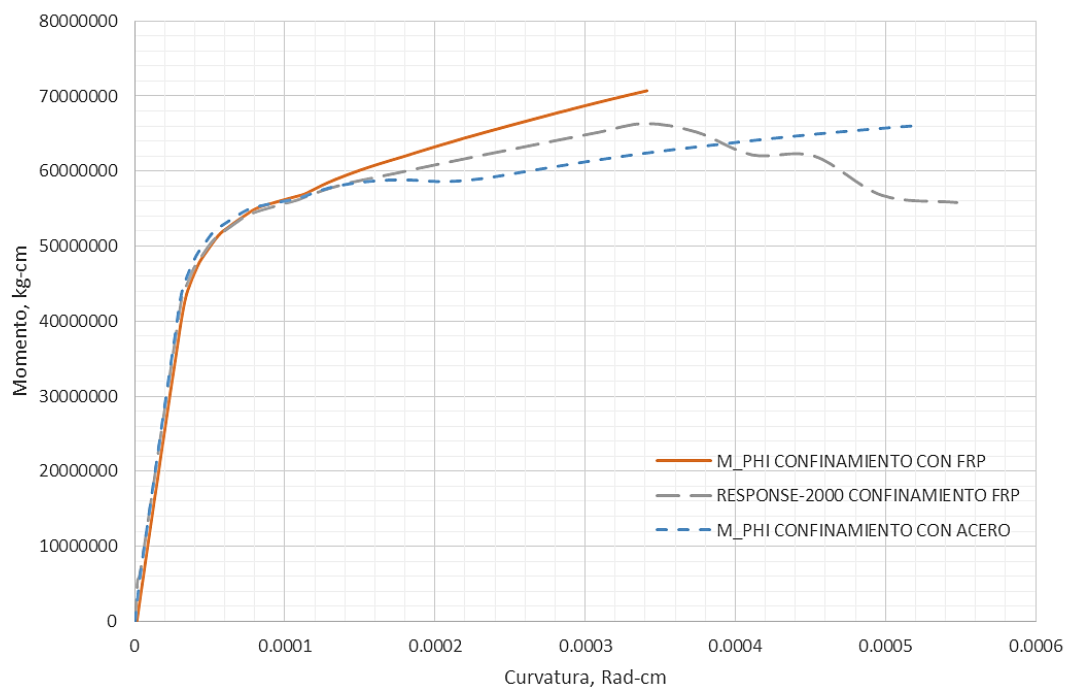


Figura 6.35. Diagrama momento-curvatura de una columna cuadrada confinada con FRP.

### 6.4.3 CÁLCULO DEL ESPESOR DE FRP



Reconociendo no sólo al material como fibras individuales sino como un material compuesto, las propiedades de un sistema de FRP deberían caracterizarse basándose en el área gruesa de éste, es decir, incluyendo las fibras y la matriz. A pesar de lo anterior, las propiedades del FRP a veces se presentan teniendo en cuenta sólo el área neta de fibra (excluyendo la resina). El área gruesa se utiliza típicamente para la presentación de propiedades donde el espesor curado es constante y la proporción relativa entre fibras y resina se controla, como es el caso de láminas precuradas; por otra parte, el área neta es preferible utilizarse para la presentación de propiedades de los sistemas lay up que requieren de la instalación en campo.

Los reportes de las propiedades indican que cuando se utiliza el área gruesa se tienen relativamente mayores espesores y menores valores de resistencia y módulo; mientras que cuando se utiliza el área neta de fibra se tienen relativamente menores espesores y mayores valores de fuerza y módulo. Independientemente de la base de los valores reportados, la resistencia axial ( $f_{fu}A_f$ ) y la rigidez axial ( $A_fE_f$ ) del compuesto permanecen constantes (ACI.440.2R-08, 2008). Debido a la relación que mantienen entre ellos, ambos métodos son válidos para la determinación de las propiedades del material, sin embargo, es importante que cualquier cálculo se base solamente utilizando las propiedades del material sobre uno de los dos métodos.

El espesor del FRP necesario para mejorar el comportamiento de las columnas debe calcularse dependiendo del objetivo deseado, ya sea el aumento de resistencia y/o el aumento de ductilidad; a su vez depende del tipo de acciones como son las cargas estáticas y cargas sísmicas.

Por lo general el cálculo de espesor bajo acciones estáticas se lleva a cabo cuando lo que se requiere es incrementar la capacidad de la columna bajo carga axial, momento flexionante y/o cortante. En el caso de puentes este tipo de refuerzo puede llegar a necesitarse debido al incremento del tránsito vehicular, peso de los camiones, modificaciones a la superestructura, etc.

La carga axial resistente de una columna puede obtenerse conociendo las áreas de concreto y acero totales así como los esfuerzos que presentan, por lo que su cálculo puede generalizarse en una expresión simplificada. Por otro lado, el cálculo del momento resistente no sólo depende del área sino de la configuración del acero de refuerzo, lo que complica una expresión generalizada para su cálculo. Para los casos anteriores lo recomendable es calcular el espesor necesario para un incremento de carga axial determinado, posteriormente calcular el momento resistente y revisar si se obtiene la resistencia requerida. El proceso anterior puede ser extrapolado a las diferentes combinaciones de carga axial y momento resistente a través de un diagrama de interacción P-M. En este apartado sólo se considera el incremento de capacidad a carga axial y momento flexionante debido al efecto de confinamiento, es decir, cuando las tiras son colocadas perpendicularmente al eje longitudinal. El problema del cortante será tratado cuando se requiera refuerzo por acciones sísmicas.

Como se mencionó en capítulos anteriores, además del posible incremento de cargas, las pilas de puentes de CR anteriores a 1970 presentan una serie de problemas relacionadas con el detallado insuficiente de acero de refuerzo transversal y longitudinal, especialmente cuando estas se encuentran sujetas a acciones sísmicas. De acuerdo a lo observado, existen tres principales modos de falla (Seible et. al, 1997): el primero y más crítico de estos corresponde a la falla por cortante, debe tenerse especial cuidado cuando se refuerza una columna por



cortante, especialmente en las zonas potenciales de articulación plástica donde la capacidad a cortante puede reducirse con el aumento de la demanda de ductilidad. El segundo modo corresponde a la falla en el confinamiento debido a la flexión en la zona de articulación plástica, este tipo de fallas presenta una serie de fenómenos que concluye el deterioro de la articulación y bajo pequeñas ductilidades de desplazamiento limitadas a las partes cercanas a las conexiones. El tercero y último modo de falla corresponde a la presencia de traslapes en la zona de articulación plástica, generalmente este problema es consecuencia de errores constructivos en los cuales, para facilitar el arreglo, se conectaban las varillas salientes de la zapata con las propias de la columna justo en la región de momento máximo. El posible pandeo de las barras de refuerzo longitudinal se considera como un problema aparte.

Indistintamente del objetivo de refuerzo, el espesor de la camisa cuando se tienen formas de sección transversal no circulares puede incrementarse significativamente para efectos de mitigar la expansión lateral y/o el pandeo de las varillas longitudinales debido a la no uniformidad de la presión de confinamiento.

#### 6.4.3.1 REFUERZO POR CARGA AXIAL

El espesor de FRP debido al incremento de carga axial puede calcularse a través del procedimiento propuesto en el ACI.440.2R-08 (2008). La camisa de FRP se deberá colocar en toda la altura del elemento asegurando una correcta fijación entre ésta y la columna (ver apéndice A.3)

La resistencia del concreto confinado con FRP puede obtenerse si se reordena la ecuación (6.29) como:

$$f'_{cc} = \frac{1}{0.85(A_g - A_{st})} \left( \frac{\phi P_{n,req}}{\phi_{ref} \phi} - f_y A_{st} \right) \quad (6.47)$$

en la expresión anterior:  $\phi P_{n,req}$  es la carga axial requerida;  $\phi_{ref}$  es el factor de reducción que depende del tipo de refuerzo;  $\phi$  es el factor de reducción que depende de la zona en que trabaje la columna.

Si la resistencia axial del concreto confinado con FRP,  $f'_{cc}$ , cae por debajo de la resistencia del concreto no confinado,  $f'_c$ , el concreto se clasifica como insuficientemente confinado (Teng et al., 2009). Lo anterior puede deberse a que  $\phi P_{n,req}$  no es lo suficientemente grande y el incremento de resistencia con FRP se puede considerar innecesario.

A partir de la resistencia del concreto confinado con FRP puede determinarse la presión máxima de confinamiento asociada si se reordena la ecuación (6.38) como:



$$f_l = \frac{f'_{cc} - f'_c}{3.3k_a} \tag{6.48}$$

en la expresión anterior:  $k_a$  es un factor de forma que depende del tipo de sección y de las dimensiones de ésta.

En este procedimiento también deberá revisarse la presión mínima de confinamiento dada por la ecuación (6.34).

El número de tiras necesaria para obtener la presión de confinamiento máxima se determina al reordenar la ecuación (6.39):

$$n = \begin{cases} \frac{f_l D}{\psi_f 2t_f E_f \varepsilon_{fe}} & \text{para secciones circulares} \\ \frac{f_l \sqrt{b^2 + h^2}}{\psi_f 2t_f E_f \varepsilon_{fe}} & \text{para secciones no circulares} \end{cases} \tag{6.49}$$

Debe revisarse la deformación última del concreto confinado a través de las ecuaciones (6.44 a 6.46). En caso de no cumplirse con la condición, el valor de  $f'_{cc}$  deberá ser recalculado del modelo esfuerzo-deformación a través de la ecuación (6.35).

### 6.4.3.2 REFUERZO POR DUCTILIDAD

Para el cálculo del espesor de FRP por ductilidad o por sismo es necesario conocer la capacidad última de la columna con su configuración inicial o de construcción, ésta capacidad puede obtenerse a través de un análisis momento-curvatura y su idealización bilineal (Capítulo 3 y 4). Si la columna ha experimentado un sismo previo, puede estimarse el nivel de daño conociendo el ancho de grieta, la distorsión de la pila, el desplazamiento y/o la deformación de la fibra extrema; posteriormente relacionarlo con la curvatura y verificar el momento experimentado. Una vez que se conocen los resultados de dichos análisis puede determinarse la capacidad residual de la pila, es decir, la resistencia sobrante del concreto y el acero. La inyección de epoxi en las grietas de una columna que ha sido dañada por sismo, ha demostrado ser una forma muy efectiva de reparación, de hecho, en algunas circunstancias es posible regresar a la columna a la condición en la que se pueda reforzar como si se tratase de una columna sin daño (Hexcel Fyfe Co., 1994). Cuando el nivel de daño no es muy extenso, el diseño del espesor de FRP puede realizarse igual que sí se tratara de una columna sin daño que sólo necesita ser reforzada a través de una camisa. Debe asegurarse que el acero de refuerzo longitudinal no ha presentado pandeo o fractura, además de verificar que la articulación plástica no ha colapsado; como se verá más adelante, la contribución del concreto a la resistencia del cortante,  $V_c$ , se vuelve menos efectiva debido a que el trabazón del agregado entra las grandes grietas disminuye.



Los tres modos de falla relacionados a las acciones sísmicas (cortante, traslapes y confinamiento) están estrechamente relacionados entre sí y no deberían visualizarse como problemas independientes ya que la corrección de uno de ellos podría solo cambiar el modo de falla a otro de ellos.

Las expresiones propuestas para el cálculo del espesor, presentadas en lo sucesivo, están validadas por una serie de pruebas experimentales (Seible et. al, 1997) y se han descrito de la forma más general posible debido a los distintos tipos de materiales que pueden emplearse.

Con base en los mecanismos de falla se han distinguido diferentes zonas que necesitan ser reforzadas, las cuales a su vez deben diseñarse bajo diferentes métodos y con diferentes espesores de FRP. La Figura 6.36 esquematiza las distintas zonas de refuerzo de acuerdo al tipo de curvatura.

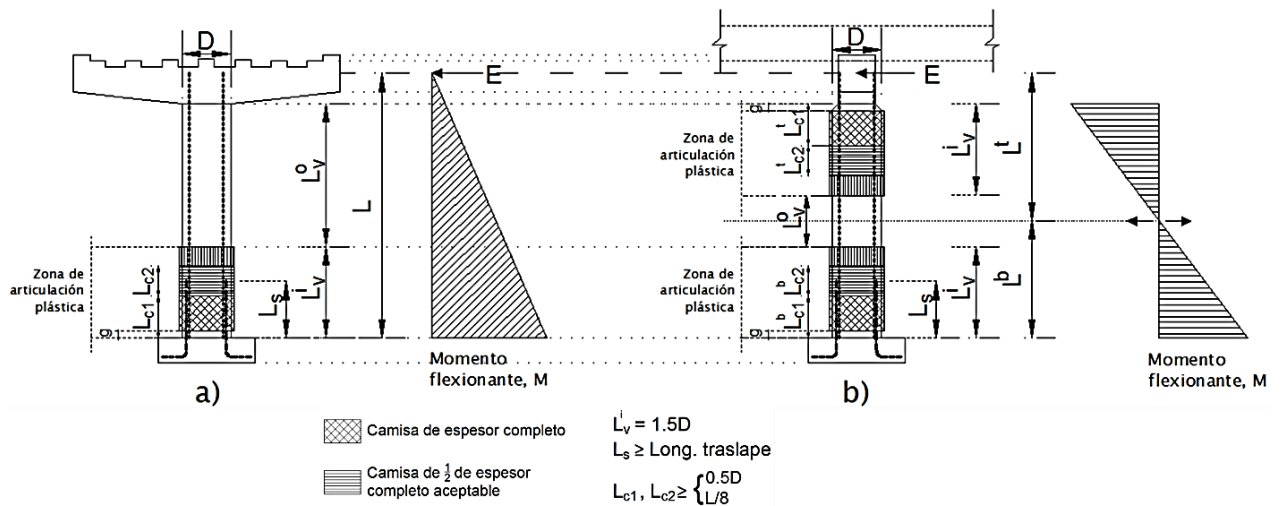


Figura 6.36. Zonas de refuerzo en una columna de puente: a) curvatura simple y b) curvatura doble [Adaptada de Balaguru et al., 2009]

En la Figura 6.36  $L_s$  representa la longitud de traslape de las barras longitudinales;  $L_{c1}$  representa la longitud primaria de confinamiento de la articulación plástica y  $L_{c2}$  representa la longitud secundaria de confinamiento adyacente a la articulación plástica;  $L_v^i$  y  $L_v^o$  son las longitudes de refuerzo por cortante dentro y fuera de la articulación plástica, respectivamente;  $g$  representa la longitud libre de refuerzo de FRP y;  $D$  es la dimensión de la sección transversal en dirección de la carga.

Las longitudes de confinamiento ( $L_{c1}$  y  $L_{c2}$ ) están en función de la geometría de la columna, de la zona potencial de articulación plástica y de la distancia donde actúa el momento; se recomienda que ambas longitudes sean al menos: 1) una octava parte de la altura de la columna o; 2) la mitad de la dimensión de la sección en dirección de la carga. La longitud de confinamiento



secundario ( $L_{c2}$ ) es necesaria para prevenir las rotaciones plásticas por encima de la región principal de articulación plástica debido a la sobrerresistencia que se presenta en ese lugar.

Las recomendaciones de Hexcel Fyfe Co. (1994) indican que las distancias de confinamiento de la articulación plástica en columnas circulares deberán incrementarse en 50% cuando la carga axial sea mayor al 30% de la capacidad concéntrica de la sección ( $P \leq 0.3 f'c A_g$ ), no obstante, en columnas rectangulares la aplicación del método está limitada niveles de carga axial concéntrica menores.

La longitud de refuerzo en la zona de traslapes debe ser mayor que la misma longitud de traslape ( $L_s$ ), se recomienda que sea al menos 1.5 veces la longitud de la zona primaria de confinamiento ( $L_{cl}$ ) (Balaguro et al., 2009).

La longitud en donde es necesario un refuerzo por cortante está subdividida en dos regiones, las cuales a su vez representan las zonas críticas dentro y fuera de la articulación ( $L_v^i$  y  $L_v^o$ ). Se recomienda que la longitud de refuerzo dentro de la articulación sea al menos 1.5 veces la dimensión en dirección de la carga (Seible et al., 1997).

La longitud libre de refuerzo ( $g$ ) tiene como función permitir las rotaciones plásticas sin incrementar la rigidez o la resistencia en esa zona; esta distancia generalmente es pequeña y oscila entre 1" para refuerzo con FRP pasivo o hasta 2" si es necesario un cambio de forma.

#### 6.4.3.2.1 REFUERZO POR CORTANTE

El cortante resistente necesario de la camisa de FRP ( $V_j$ ) resulta de la diferencia entre la resistencia ( $\phi V_n$ ) y el cortante último actuante ( $V_u^o$ ). Si el resultado de la ecuación (6.50) resulta negativo, no se requiere de una camisa de FRP. Típicamente  $\phi$  es igual a 0.85

$$\phi V_j \geq V_u - \phi V_n \quad (6.50)$$

La resistencia nominal a cortante ( $V_n$ ) de una columna de concreto reforzado se puede dividir en las aportaciones del concreto ( $V_c$ ), del acero de refuerzo transversal ( $V_s$ ) y de la componente horizontal del puntal de compresión ( $V_p$ ) que se presenta en los extremos de la columna.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (6.51)$$

La aportación del concreto a la resistencia del cortante ( $V_c$ ) está en función del nivel de daño que la pila presenta. La contribución se reduce drásticamente cuando la pila experimenta acciones cíclicas, de hecho, en la zona de articulación plástica la contribución es mucho menos efectiva que en el resto de la columna y está en función del nivel de ductilidad adoptado (si la



ductilidad es alta, el daño será mayor). Una aproximación conservadora para el cálculo de la aportación del concreto se presenta en las ecuaciones (6.52 y (6.53.

$$V_c^i = \frac{1}{2} \sqrt{f_c'} A_{ec}; \text{ en psi} \tag{6.52}$$

$$\left( V_c^i = 0.0415 \sqrt{f_c'} A_{ec}; \text{ en MPa} \right)$$

$$V_c^o = 2 \sqrt{f_c'} A_{ec}; \text{ en psi} \tag{6.53}$$

$$\left( V_c^o = 0.1661 \sqrt{f_c'} A_{ec}; \text{ en MPa} \right)$$

En las expresiones anteriores:  $V_c^i$  y  $V_c^o$  son las aportaciones del concreto a la resistencia del cortante dentro y fuera de la zona de articulación plástica respectivamente en Lb-f;  $f_c'$  es la resistencia del concreto sin confinar en Psi y;  $A_{ec}$  es el área efectiva de cortante en plg<sup>2</sup>.

Debido al daño el área efectiva de cortante puede tomarse como el 80% del área gruesa de la sección transversal. Dependiendo del factor de seguridad y del nivel de daño adoptados, el coeficiente de la ec. (6.52) puede llegar a incrementarse hasta ser igual al de la ec. (6.53) si es que se tienen niveles de ductilidad bajos; de igual forma el coeficiente de esta última puede llegar a tomar un valor de 3 (Balaguru et al., 2009) ó hasta 3.5 (Hexcel Fyfe Co., 1994). La conversión de MPa a psi puede hacerse multiplicando el término dentro de la raíz por 0.0069.

La contribución del acero de refuerzo transversal ( $V_s$ ) puede obtenerse de expresiones similares a las manejadas en algunos reglamentos. Las ecuaciones (6.54 y (6.55 permiten calcular la contribución en columnas circulares y no circulares respectivamente.

$$V_s = \frac{\pi A_h f_y D_c}{2s} \cot \theta \tag{6.54}$$

$$V_s = \frac{n A_h f_y h_c}{s} \cot \theta \tag{6.55}$$

En las expresiones anteriores:  $A_h$  es el área de una sola rama del estribo;  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero;  $D_c$  y  $h_c$  son las dimensiones del núcleo a (centro de estribo) en dirección de la carga para columnas circulares y rectangulares respectivamente;  $s$  es la separación de los estribos o el paso entre espirales;  $n$  es el número de barras en la dirección de la carga y;  $\theta$  es el ángulo de inclinación entre el puntal de compresión y el eje de la columna o la inclinación de las grietas.



Los puntales de compresión pueden tener inclinaciones de 30° para pilas-columna o de 45° para pilas-muro. No obstante, también se puede considerar un valor conservador de 45° ( $\cot \theta = 1$ ) para todos los casos (Balaguru et al., 2009).

La contribución del puntal de compresión horizontal ( $V_p$ ) puede obtenerse por equilibrio. La Figura 6.37 presenta las relaciones para la obtención de las ecuaciones (6.56) a (6.58).

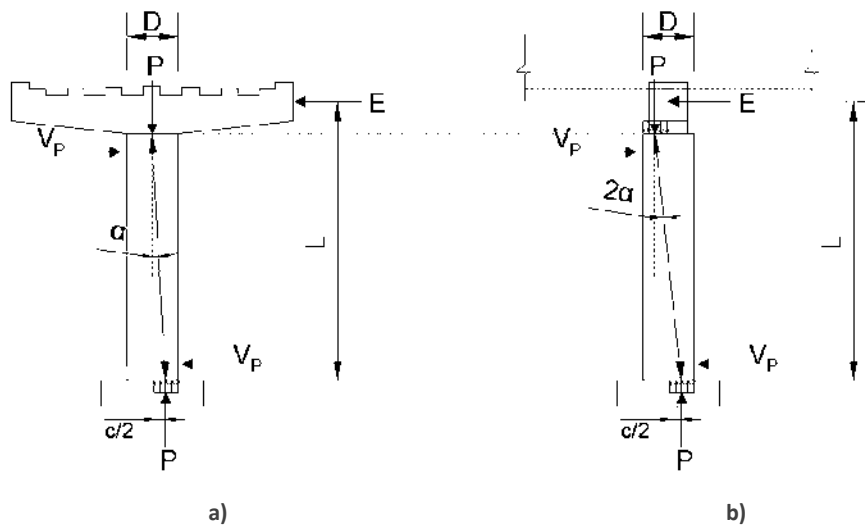


Figura 6.37. Contribución del puntal de compresión: a) curvatura simple y; b) curvatura doble [adaptada de Balaguru et al., 2009].

$$V_p = P \tan \alpha \tag{6.56}$$

en la expresión anterior:  $P$  es la carga axial de la columna y;  $\alpha$  es el ángulo formado entre el puntal de compresión y el eje longitudinal de la columna.

La componente trigonométrica de la carga axial puede obtenerse con las ecuaciones (6.57 y (6.58 para curvatura simple y curvatura doble respectivamente.

$$\tan \alpha = \frac{D - c}{2L} \tag{6.57}$$

$$\tan \alpha = \frac{D - c}{L} \tag{6.58}$$

En las expresiones anteriores:  $D$  es la dimensión de la sección transversal en dirección de la carga;  $c$  es la profundidad del eje neutro medido desde el extremo en compresión y;  $L$  es la altura libre de la columna.



Debido a que la camisa de FRP actúa de forma similar a los estribos de acero, la contribución de ésta puede ser obtenida de manera análoga. Es así que en las ecuaciones (6.54 y (6.55 se deben sustituir las dimensiones del núcleo de concreto por las dimensiones de la sección encamisada y el esfuerzo de fluencia por el esfuerzo de las fibras. Al ser un material elástico-perfecto, el esfuerzo de las fibras puede relacionarse a través de su módulo de elasticidad y deformación última. Aunque las fibras puedan alcanzar grandes deformaciones, se recomienda que ésta sea limitada a 0.4% (ver ecuación (6.41) asegurando así la contribución del concreto. La aportación de la camisa puede obtenerse a través de las ecuaciones (6.59 y (6.60 para columnas circulares y columnas rectangulares respectivamente.

$$V_j = 0.002t_j\pi E_j D \tag{6.59}$$

$$V_j = 0.008t_j E_j h \tag{6.60}$$

En las expresiones anteriores:  $V_j$  es la aportación de la camisa de FRP a la resistencia al cortante;  $t_j$  es el espesor total de la camisa de FRP;  $E_j$  es el módulo de elasticidad del FRP y;  $D$  y  $h$  son las dimensiones de la camisa de FRP para secciones circulares y no circulares respectivamente.

Finalmente el espesor de camisa de FRP necesario por cortante puede obtenerse de una combinación de todas las ecuaciones anteriores. La ecuación (6.61 está adecuada a columnas de sección transversal circular y la ecuación (6.62 a columnas cuadradas o rectangulares.

$$t_j = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_n}{0.002\pi E_j D} = \frac{159}{E_j D} \left[ \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_s - V_p \right] \tag{6.61}$$

$$t_j = \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_n}{0.008 E_j h} = \frac{125}{E_j h} \left[ \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_s - V_p \right] \tag{6.62}$$

Debe recordarse que la contribución del concreto depende de la zona en que esté actuando, entonces se tendrá un espesor en la zona de articulación plástica y otro fuera de esta. Además, el valor del cortante último asociado a la sobrerresistencia de flexión; si este dato no se pudiera estimar de una manera confiable, entonces puede suponerse un valor conservador de 1.5 veces la capacidad a cortante ideal de la columna con una ductilidad unitaria (Balaguru et al., 2009).

#### 6.4.3.2.2 CONFINAMIENTO EN LA ZONA DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA



La formación de articulaciones plásticas puede llegar a ocurrir en la o las zonas de momento máximo (cerca de las conexiones) cuando se presentan grandes movimientos sísmicos. El confinamiento de estas regiones críticas es la forma más efectiva de soportar las grandes rotaciones plásticas que se espera desarrollen antes de fallar, incrementado la resistencia a compresión del concreto y restringiendo el pandeo de las barras longitudinales.

Existen dos aproximaciones para la obtención de la deformación máxima del concreto: el primero de ellos está basado en el esfuerzo de confinamiento y el segundo en consideraciones energéticas. El uso del primer método puede resultar en espesores de camisa no conservadores debido a que inicialmente fue propuesto para acero y no materiales compuestos. El segundo método está basado en un balance de energías propuesto por Mander et al. (Hexcel Fyfe Co., 1994) y resulta más conservador.

El espesor de camisa de FRP necesario para proveer un nivel de confinamiento, que permita maximizar la deformación última del concreto, está basado en el balance de energías y puede calcularse con la expresión:

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + \frac{2.8\phi_f\phi_j\rho_j f_{ju} \varepsilon_{ju}}{f'_{cc}} \quad (6.63)$$

en la expresión anterior:  $\varepsilon_{cm}$  es la deformación máxima a compresión del concreto;  $\phi_f$  es un factor de reducción por flexión;  $\phi_j$  es un factor de eficiencia de la camisa;  $\rho_j$  es la relación volumétrica de la camisa de refuerzo;  $f_{ju}$  y  $\varepsilon_{ju}$  son el esfuerzo y la deformación máxima de la fibra respectivamente;  $f'_{cc}$  es la resistencia máxima a compresión del concreto confinado.

El factor de reducción por flexión típicamente toma un valor de 0.9. Si no se conoce el valor de  $f'_{cc}$ , puede tomarse conservadoramente como 1.5 veces el valor de resistencia del concreto sin confinar (Seible et al., 1997). Se ha observado que la eficiencia de la camisa cuando se trata de secciones rectangulares o cuadradas es alrededor del 50% que si se tratase de columnas circulares (Hexcel Fyfe Co., 1994; Balaguru et al., 2009), por lo tanto, el factor de eficiencia toma el valor de 1.0 para columnas circulares y 0.5 para columnas cuadradas o rectangulares.

La deformación máxima del concreto en compresión debido a la flexión, está asociada directamente con la curvatura máxima o última de la columna en estudio,  $\phi_u$ . La curvatura última puede ser obtenida a través de un análisis momento-curvatura (relación de secciones planas)

$$\varepsilon_{cm} = c\phi_u \quad (6.64)$$

en la expresión anterior,  $c$  es la profundidad del eje neutro asociada a la curvatura última.



La relación volumétrica de la camisa depende del tipo de sección transversal, la ecuaciones (6.65) y (6.66) permiten conocer esta relación en columnas circulares y rectangulares respectivamente:

$$\rho_j = \frac{4t_j}{D} \quad (6.65)$$

$$\rho_j = 2t_j \left[ \frac{b+h}{bh} \right] \quad (6.66)$$

En las expresiones anteriores:  $t_j$  es el espesor total de la camisa de FRP;  $D$  es el diámetro en secciones circulares y;  $b$  y  $h$  son los lados en una sección transversal cuadrada o rectangular.

Si se sustituye la ecuación (6.64) en la (6.63), y se reordena incorporando las variables de las ecuaciones (6.65) y (6.66), se puede despejar el espesor de camisa. Las ecuaciones (6.70) y (6.68) permiten encontrar el espesor de camisa en secciones circulares y rectangulares respectivamente

$$t_j = \frac{0.1(\varepsilon_{cm} - 0.004) D f'_{cc}}{f_{ju} \varepsilon_{ju}} \quad (6.67)$$

$$t_j = \frac{0.4(\varepsilon_{cm} - 0.004) b h f'_{cc}}{(b+h) f_{ju} \varepsilon_{ju}} \quad (6.68)$$

Aunque se presenta una ecuación distinta para secciones circulares y rectangulares, la ecuación (6.67) también puede ser aplicada a columnas rectangulares en las que se utilice un cascarón de FRP ovalado y un diámetro equivalente (Figura 6.38 y ecuaciones (6.79) a (6.82)). El espesor calculado deberá multiplicarse por dos (Seible et al., 1997).

Las recomendaciones de Hexcel Fyfe Co. (1994) indican que si no se utiliza un confinamiento activo con al menos 100 Psi (0.69 MPa), el espesor de camisa de FRP calculado con las ecuaciones (6.67) y (6.68) deberá incrementarse en un 33%.

Debido a la falta de pruebas experimentales se tienen los siguientes límites de aplicación, principalmente en columnas cuadradas o rectangulares:

- La relación de aspecto ( $h/b$ ) no debe ser mayor a 1.5 (Hexcel Fyfe Co., 1994, Balaguru et al., 2009; Seible et al., 1997):
- La ductilidad de desplazamiento no deberá sobrepasar de 6 (Hexcel Fyfe Co., 1994).
- En columnas de sección no circular, el acero de refuerzo longitudinal deberá ser continuo a través de la zona de articulación plástica, es decir, no debe contar con traslapes (Hexcel Fyfe Co., 1994). Si se desean resultados del lado de la seguridad, podría ser aplicable también a columnas circulares.
- La fuerza de compresión máxima aplicada no deberá sobrepasar al 20% de la capacidad concéntrica de la sección transversal calculada con la resistencia del concreto sin



confinar (Hexcel Fyfe Co., 1994), es decir,  $P \leq 0.2 f'c A_g$ . Balaguru et al. (2009) proporciona un límite del 15% siendo más conservador.

- La cuantía de acero longitudinal deberá estar limitada a 0.05 (Hexcel Fyfe Co., 1994). Balaguru et al. (2009) proporciona un límite más conservador de 0.03.
- Se deberán contar con un redondeo previo de las esquinas con al menos un radio de curvatura de 50 mm (2 Plg) (Hexcel Fyfe Co., 1994).
- La relación entre el momento y el cortante por su dimensión de aplicación de la carga  $M/Vh$  no deberá exceder de 3 (Balaguru et al., 2009).

Para todo tipo de secciones transversales debe llevarse a cabo una revisión del posible pandeo de las barras longitudinales, especialmente si se permiten relaciones  $M/VD$  ó  $M/Vh$  superiores a 4 (Seible et al., 1997).

La deformación máxima del concreto también puede obtenerse directamente de relaciones semi-empíricas; principalmente en función de la rotación plástica última,  $\phi_u$ , y la longitud de articulación plástica,  $L_p$ ; con las cuales pueden estimarse la curvatura última y el eje neutro requerido.

La ductilidad de desplazamiento,  $\mu_\Delta$ , puede ser obtenida a través de la expresión (Seible et al., 1997):

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{M_u}{M_y} + 3 \left( \frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \frac{L_p}{L_v} \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L_v} \right) \quad (6.69)$$

en la expresión anterior:  $\Delta_u$  y  $\Delta_y$  representan los desplazamientos último y de fluencia respectivamente;  $M_u$  y  $M_y$  representan los momentos flexionantes último y de fluencia respectivamente, a la relación  $\frac{M_u}{M_y}$  se le conoce como el factor de sobrerresistencia de

momento flexionante;  $\phi_u$  y  $\phi_y$  representan las curvaturas última y de fluencia respectivamente, la relación  $\frac{\phi_u}{\phi_y}$  representa la ductilidad de curvatura;  $L_p$  es la longitud de articulación plástica y;

$L_v$  es el claro de cortante, definido como la distancia entre la cara de la columna y el punto de inflexión del momento actuante.

El factor de sobrerresistencia de momento flexionante de manera conservadora puede considerarse unitario si es que se desprecia el incremento de resistencia. La longitud del claro de cortante es igual a la distancia entre el centro de masa (aplicación de la carga) y la base de la columna cuando la columna se flexiona en curvatura simple o; es igual a la mitad de esta distancia cuando la columna se flexiona en curvatura doble.



Se han propuesto un gran número de expresiones para estimación de la longitud de articulación plástica. Las pruebas experimentales han mostrado que este valor depende principalmente del diámetro de las barras longitudinales ( $d_{bl}$ ) y de su esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ).

La articulación plástica se supone que comenzará a formarse a partir de la distancia libre de refuerzo,  $g$ , y mientras mayor rotación se tenga se extenderá hacia la zona de refuerzo con FRP. La longitud de articulación plástica puede calcularse con la ecuación (Balaguru, 2009):

$$L_p = g + 0.3f_y d_{bl} \tag{6.70}$$

en la expresión anterior  $L_p$ ,  $g$  y  $d_{bl}$  están dadas en pulgadas y  $f_y$  en Ksi (1 plg = 25.4 mm; 1 Ksi = 6.89 MPa).

Si lo que se desea es obtener la ductilidad de curvatura, la ecuación (3.40) puede reescribirse como:

$$\mu_\phi = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{1.5 \frac{L_p}{L_v} \left( 2 - \frac{L_p}{L_v} \right)} \tag{6.71}$$

#### 6.4.3.2.3 CONFINAMIENTO DE UNA COLUMNA EN SU ZONA DE TRASLAPES

El problema de confinamiento en la zona de articulación plástica también puede presentarse cuando las varillas están traslapadas. Las grandes deformaciones por flexión que se esperan, sólo se mantienen si existe suficiente adherencia entre las varillas y el concreto, sino se cuenta con ello puede ocurrir una rápida degradación en la capacidad por flexión.

De acuerdo con algunas recomendaciones de diseño (Hexcel Fyfe Co., 1994), mientras que el confinamiento en la zona de articulación plástica, el encamisado está orientado a incrementar la resistencia última a compresión del concreto y restringir el pandeo de las barras longitudinales, el confinamiento en zonas de traslapes deberá diseñarse para proveer una adecuada fijación entre barras y concreto con objeto de que pueda desarrollarse la deformación máxima permisible y mitigar los problemas de corrimiento (pull out).

El uso de concreto o grout expansivo provee al elemento de un confinamiento activo, reduciendo así el espesor de camisa de FRP requerido, cuando no se cuenta con este tipo de presfuerzo el espesor puede llegar a ser considerablemente alto. Las recomendaciones de Hexcel Fyfe Co. (1994) proponen una metodología donde se consideran las aportaciones tanto del confinamiento activo como del confinamiento pasivo.

El cálculo del espesor está basado en un modelo donde la falla en la zona de traslapes ocurre debido a una serie de planos de falla que se presentan de forma paralela a las barras longitudinales. Las primeras grietas se presentan entre el traslape de las barras y posteriormente a mitad de la distancia entre barras, esta serie de grietas son las responsables de la resistencia



a través de la fricción entre ellas. Para restringir este comportamiento se requiere de un esfuerzo de confinamiento basado en los conceptos de cortante y fricción.

La longitud total de la grieta formada alrededor de una barra de acero longitudinal vista en planta se puede calcular con la expresión:

$$\omega_l = \left[ \frac{P_r}{2n_l} + 2(d_c + d_b) \right] \quad (6.72)$$

en la expresión anterior:  $P_r$  es el perímetro interior a lo largo del refuerzo longitudinal;  $n_l$  es el número de barras longitudinales;  $d_c$  es el recubrimiento libre;  $d_b$  es el diámetro de las barras longitudinales.

Si  $L_s$  es la longitud de traslape de la varillas, entonces el área total que debe resistir el corrimiento de las barras es:

$$A_{\omega_l} = \left[ \frac{P_r}{2n_l} + 2(d_c + d_b) \right] L_s \quad (6.73)$$

El esfuerzo de confinamiento necesario para prevenir el corrimiento o la falla por traslapes puede obtenerse con la expresión:

$$f_\lambda = \frac{A_s f_y}{A_{\omega_l}} \quad (6.74)$$

en la expresión anterior:  $A_s$  es el área de una barra de acero longitudinal;  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia de las barras de acero longitudinal y;  $A_{\omega_l}$  es el área de grieta total que debe resistir el corrimiento.

La ecuación (6.74) fue obtenida a partir de un coeficiente de fricción  $\mu = 1.4$  (utilizado los últimos años por ACI) y en un 40% adicional al esfuerzo de fluencia de las barras debido a que la fuerza de fricción que se genera en esta área de grieta deberá ser mayor que la resistencia axial de las varillas longitudinales.

La presión de confinamiento o sujeción en la parte superior del traslape en la columna deberá ser mayor a  $f_\lambda$ , dicha presión es proporcionada por la camisa de FRP o por su combinación con el acero de refuerzo transversal. No obstante, la contribución del acero de refuerzo transversal,  $f_h$ , puede ser ignorada si se trata de una baja relación volumétrica, como es el caso de columnas no circulares.

Para el caso de columnas circulares con aros o espirales la presión de sujeción puede estimarse con la ecuación:



$$f_h = \frac{0.002A_h E_h}{D's} \quad (6.75)$$

en la expresión anterior:  $A_h$  es el área de la barra de refuerzo transversal;  $E_h$  es el módulo de elasticidad del refuerzo transversal;  $D'$  es el diámetro interior formado por el acero de refuerzo transversal (puede aproximarse utilizando el diámetro de la columna) y;  $s$  es el paso o separación del acero de refuerzo transversal.

De acuerdo con pruebas experimentales, se ha observado que el deslizamiento entre varillas traslapadas se presenta cuando la dilatación del acero de refuerzo transversal tiene una magnitud de alrededor de 0.001 a 0.002. Para prevenir este tipo de problema se debe limitar la dilatación máxima a 0.001 (Seible et al., 1997).

La contribución de la camisa de FRP a la presión de confinamiento resulta de quitar la contribución del acero de refuerzo transversal a la presión de confinamiento total:

$$f_j = f_\lambda - f_h \quad (6.76)$$

La contribución de la camisa de FRP puede reescribirse en función de las propiedades de las fibras y considerando la dilatación máxima permisible:

$$f_j = \frac{0.002t_j E_j}{D} \quad (6.77)$$

Reordenando la ecuación (6.77) es posible encontrar el espesor de camisa necesario para confinar la zona de traslapes en una columna circular:

$$t_j = \frac{500D}{E_j} f_j \quad (6.78)$$

La metodología descrita anteriormente no es recomendable para la aplicación directa a columnas con secciones no circulares, sin embargo, cuando la pérdida de adherencia está controlada pueden utilizarse las mismas expresiones incorporando un diámetro equivalente. Este diámetro equivalente se logra a través de una modificación de forma que consta de un cascarón de FRP ovalado con la sección transversal circunscrita y segmentos adicionales de concreto o grout presurizado (Figura 6.38). La obtención del diámetro equivalente se puede calcular a través de las ecuaciones (6.79) a (6.82). El espesor calculado deberá multiplicarse por dos.



$$D_e = \frac{b^2}{a} + \frac{a^2}{b} \tag{6.79}$$

$$a = kb \tag{6.80}$$

$$b = \sqrt{\left(\frac{A}{2k}\right)^2 + \left(\frac{B}{2}\right)^2} \tag{6.81}$$

$$k = \left(\frac{A}{B}\right)^{\frac{2}{3}} \tag{6.82}$$

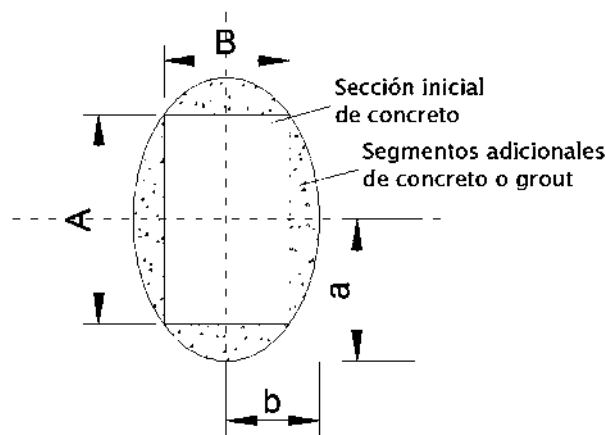


Figura 6.38. Confinamiento de una columna rectangular circunscrita en una camisa ovalada de FRP [adaptada de Balaguru et al., 2009].

Se tienen los siguientes límites de aplicabilidad para secciones rectangulares:

- La relación de aspecto (h/b) no debe ser mayor a 1.5
- La sección deberá contar con un redondeo previo de sus esquinas con al menos un radio de curvatura de 50 mm (2 plg).

El resultado obtenido con la ecuación (6.78) puede resultar conservador, sobre todo en secciones no circulares, ya que no considera la presión de confinamiento activo aun cuando deba llevarse a cabo un cambio de forma con concreto presurizado. Las pruebas indican que el espesor de camisa de FRP puede ser muy elevado sino se considera un confinamiento activo, volviéndose práctica y económicamente indeseable.

Sí se desea considerar la aportación del confinamiento activo se debe tomar en cuenta la presión inicial del concreto presurizado. El equilibrio entre las fuerzas laterales activas y pasivas se esquematiza en la Figura 6.39.

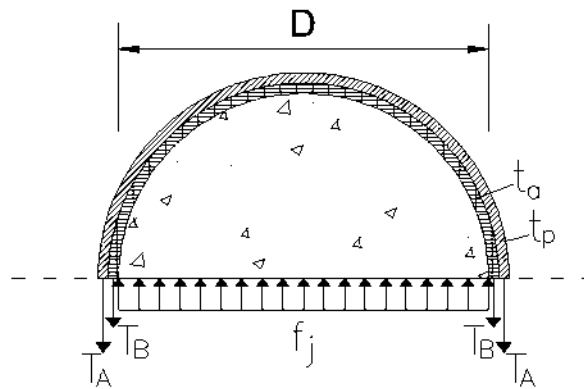


Figura 6.39. Confinamiento pasivo/activo de una columna circular [adaptada de Hexcel FyFe Co., 1994].

El espesor inicial de FRP ( $t_a$ ) y el concreto presurizado ( $f_a$ ) equilibran las fuerzas de presión laterales.

$$2t_a f_{ja} = f_a D \quad (6.83)$$

Por lo tanto:

$$f_{ja} = \frac{f_a D}{2t_a} \quad (6.84)$$

El esfuerzo de la camisa de FRP,  $f_{ja}$ , cuando está sujeta a presfuerzo debe limitarse al 50% de la resistencia última,  $f_{uj}$  :

$$f_{ja} \leq 0.5 f_{uj} \quad (6.85)$$

El equilibrio de las fuerzas de confinamiento del sistema completo se obtiene con la ecuación:

$$2(T_A + T_p) = f_j D \quad (6.86)$$

Las fuerzas de confinamiento activa y pasiva para la dilatación máxima permisible pueden obtenerse con las ecuaciones (6.87) y (6.88). Para el cálculo de la fuerza de confinamiento activo se sugiere una pérdida de presfuerzo de alrededor del 20%.

$$T_A = 0.001 t_a E_j + \frac{0.8 f_a D}{2} \quad (6.87)$$

$$T_p = 0.001 t_p E_j \quad (6.88)$$

Por lo tanto:

$$2[0.001(t_a + t_p) E_j] = (f_j - 0.8 f_a) D \quad (6.89)$$

El espesor total de la camisa de FRP para se puede calcular reordenando la (6.89):



$$t_j = t_a + t_p \geq \frac{500D}{E_j} (f_j - 0.8f_a) \quad (6.90)$$

en la expresión anterior:  $t_j$  representa el espesor total de FRP;  $t_a$  espesor inicial de confinamiento activo con FRP;  $t_p$  espesor de pasivo de FRP;  $D$  es el diámetro de la columna;  $E_j$  es el módulo de elasticidad del FRP;  $f_j$  es el esfuerzo de confinamiento necesario para inhibir la falla en la zona de traslapes y;  $f_a$  es el presfuerzo proporcionado por los segmentos adicionales de concreto o grout.

Como se mencionó anteriormente, la contribución del acero de refuerzo transversal puede ser ignorada en columnas cuadradas o rectangulares, entonces el valor de  $f_j$  puede ser sustituido por  $f_\lambda$  (ecuación (6.74)). Las pruebas indican que valores de  $f_a$  de 250 psi (1.7 MPa) proporcionan buenos resultados (Hexcel Fyfe Co., 1994).

#### 6.4.3.2.4 ESPESOR DE CAMISA CONTRA PANDEO DE BARRAS LONGITUDINALES

Como se mencionó en las limitaciones del confinamiento de la articulación plástica, en columnas con relaciones  $M/VD$  ó  $M/Vh$  superiores a 4 deberá llevarse a cabo una revisión adicional para asegurar que el pandeo de las barras longitudinales no controla el modo de falla. Los valores de  $M$  y  $V$  deberán ser las magnitudes máximas asociadas con la sobrerresistencia.

Con objeto de prevenir el pandeo de las barras longitudinales se debe de proveer a la columna con un nivel de refuerzo mínimo. Si la rigidez de las barras longitudinales se expresan con el enfoque del doble módulo, el nivel requerido de refuerzo transversal puede obtenerse con:

$$\rho_r = \frac{0.45n_{bl}f_s^2}{E_{ds}E_r} \quad (6.91)$$

en la expresión anterior:  $n_{bl}$  es el número de barras longitudinales;  $f_s$  es el esfuerzo axial de las barras inminente al pandeo;  $E_{ds}$  es el doble módulo de elasticidad en el esfuerzo  $f_s$  y;  $E_r$  es el módulo de elasticidad del refuerzo transversal.

El doble módulo,  $E_{ds}$ , puede obtenerse con:

$$E_{ds} = \frac{4.0E_{su}E_i}{(\sqrt{E_{su}} + \sqrt{E_i})^2} \quad (6.92)$$

en la expresión anterior:  $E_{su}$  es el módulo secante de  $f_s$  a  $f_u$  y;  $E_i$  es el módulo de elasticidad. Todas las propiedades del acero longitudinal.



La ecuaciones (6.91) y (6.92) están basadas en el equilibrio de las barras longitudinales bajo efectos P-Δ y fue desarrollada con base en las propiedades del acero transversal y longitudinal. Se asume que las barras longitudinales se pandean cuando están incursionan en la zona de endurecimiento por deformación, aproximadamente en una deformación axial de 0.04 (Priestley et al., 1996b).

Para barras longitudinales grado 60:  $f_s = 74$  ksi (510 Mpa) y  $E_{ds} = 657$  ksi (4530 Mpa) haciendo que  $\rho_r = 0.00013n_{bl}$ , para propósitos de diseño el coeficiente se incrementa a 0.0002 (Priestley et al., 1996b).

Extrapolando, para barras longitudinales grado 40:  $f_s = 54$  ksi (370 Mpa) y  $E_{ds} = 468$  ksi (3216 Mpa) haciendo que  $\rho_r = 0.000096n_{bl}$ , para diseño el coeficiente se puede tomar 0.00015.

De acuerdo con Priestley et al. (1996a) la revisión contra pandeo de las barras longitudinales dentro de la zona de articulación plástica debe realizarse también cuando se tienen camisas de FRP actuando. La contribución del acero de refuerzo transversal no se considera.

Si se toman en cuenta las propiedades para barras longitudinales y a la camisa de FRP como refuerzo transversal, la ecuación (6.91) se simplifica en la ecuación 6.93 y para barras de grado 60 y 40 respectivamente:

$$\rho_j = \frac{3.75n_{bl}}{E_j} \quad 6.93$$

$$\rho_j = \frac{2.8n_{bl}}{E_j} \quad 6.94$$

en la expresiones anteriores:  $\rho_j$  es la cantidad mínima requerida de la camisa de FRP para evitar el problema del pandeo;  $n_{bl}$  es el número de barras longitudinales y;  $E_j$  es el módulo de elasticidad de la camisa de FRP.

Igualando las expresiones anteriores con la ecuación (6.65) podemos determinar el espesor de camisa para secciones circulares (Balaguru et al., 2009); similarmente con la ecuación (6.66) se puede extrapolar para secciones cuadradas o rectangulares. Las ecuaciones 6.95 a 6.986.96 permiten calcular los espesores mínimos necesarios para evitar el problema de pandeo en varillas longitudinales.

$$t_j = \frac{3.75n_{bl}D}{4E_j}; \text{ en ksi (Grado 60)} \quad 6.95$$

$$\left( t_j = \frac{25.86n_{bl}D}{4E_j}; \text{ en Mpa (Grado 60)} \right)$$



$$t_j = \frac{3.75n_{bl}bh}{2E_j(b+h)}; \text{ en ksi (grado 60)}$$

$$\left( t_j = \frac{25.86n_{bl}bh}{2E_j(b+h)}; \text{ en Mpa (grado 60)} \right) \quad 6.96$$

$$t_j = \frac{2.8n_{bl}D}{4E_j}; \text{ en ksi (grado 40)}$$

$$\left( t_j = \frac{19.16n_{bl}D}{4E_j}; \text{ en Mpa (grado 40)} \right) \quad 6.97$$

$$t_j = \frac{2.8n_{bl}bh}{2E_j(b+h)}; \text{ en ksi (grado 40)}$$

$$\left( t_j = \frac{19.16n_{bl}bh}{2E_j(b+h)}; \text{ en Mpa (grado 40)} \right) \quad 6.98$$

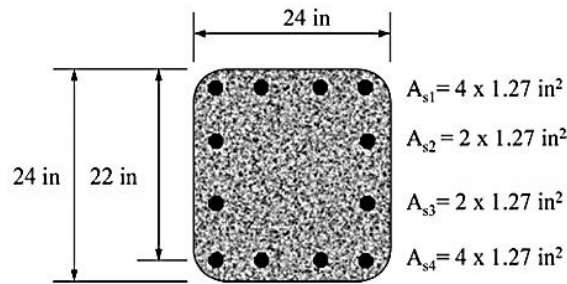
en las expresiones anteriores:  $D$  es el diámetro de la columna en secciones circulares;  $b$  y  $h$  son las dimensiones de la columna en una sección cuadrada o rectangular;  $n_{bl}$  es el número de varillas longitudinales y;  $E_j$  es el módulo de elasticidad de la camisa de FRP.

La extensión del encamisado contra pandeo debe colocarse a lo largo de la zona de confinamiento primario de la articulación plástica.

### 6.4.3.3 EJEMPLOS DE APLICACIÓN

#### 6.4.3.3.1 CÁLCULO DEL ESPESOR DE FRP POR INCREMENTO DE CARGA AXIAL

La columna cuadrada de la Figura 6.40 requiere de un incremento adicional en su capacidad de carga axial del 20% (mostrada anteriormente en la Figura 6.28). La columna tiene 24x24 plg, un  $f'c = 45$  Mpa, 12 barras longitudinales grado 60 del No.10. La carga axial nominal es de 9,281 Kn y se pretende que al encamisarla resista hasta 11,138 Kn. Puede observarse que se requiere un aumento de capacidad alrededor del 20%. El FRP elegido tiene un espesor de 1.3 mm, el esfuerzo último de 3,792 Mpa, el módulo de elasticidad de 227,527 Mpa y su deformación última es de 1.67%. De acuerdo al tipo de exposición el coeficiente de reducción es de 0.95. Figura 6.40 Utilizando las propiedades del FRP indicado, calcular el espesor de camisa que haga que el concreto confinado satisfaga la resistencia requerida.



Columna encamisada con fibra de carbono en toda su altura

Figura 6.40. Columna a reforzar por carga axial [adaptada de ACI 440.2R-08].

1. Cálculo de las propiedades del FRP:

$$f_{fu} = (0.95)(3792) = 3603 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{fu} = (0.95)(0.0167) = 0.0159 \text{ mm/mm}$$

2. Determinar la resistencia máxima de compresión del concreto confinado

Ecuación (6.47):

$$f'_{cc} = \frac{1}{0.85(371.612 - 9832)} \left( \frac{11138}{(0.8)(0.65)} - (414)(9832) \right)$$

$$f'_{cc} = 56.4 \text{ Mpa}$$

3. Determinar la presión máxima de confinamiento debido a la camisa de FRP

Ecuación (6.42):

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[ \frac{2((1)(610 - 2(25))^2)}{3(371.612)} \right] - 0.0265}{1 - 0.0265} = 0.425$$

Ecuación (6.43):

$$k_a = 0.425(1)^2 = 0.425$$

Ecuación (6.48):

$$f_l = \frac{56.4 - 44.8}{3.3(0.425)} = 8.3 \text{ Mpa}$$

Ecuación (6.34):

$$\frac{8.3}{44.8} = 0.18 > 0.8 \text{ ok}$$

4. Determinar el número de tiras:



Ecuación (6.40):

$$\varepsilon_{fe} = (0.55)(0.0159) = 0.0088$$

Ecuación (6.49):

$$n = \frac{8.3\sqrt{610^2 + 610^2}}{(0.95)(2(0.33))(227,527)(0.0088)} = 5.7 \approx 6 \text{ Tiras}$$

5. Verificar la deformación axial ultima del concreto confinado:

Ecuación (6.44):

$$k_b = 0.425(1)^{0.5} = 0.425$$

Ecuación (6.45)(6.44):

$$\varepsilon_{ccu} = 0.002 \left( 1.5 + 12(0.425) \frac{8.3}{44.8} \left( \frac{0.0088}{0.002} \right)^{0.45} \right) = 0.0067$$

Ecuación (6.46)(6.44):

$$\varepsilon_{ccu} = 0.0067 < 0.01 \text{ ok}$$

Por lo tanto el espesor de camisa total será de:

$$t_j = (6)(0.33) = 1.98 \text{ mm}$$

El incremento del momento flexionante y las diferentes combinaciones con la carga axial se presentan en la Figura 6.27 y Figura 6.29.

#### 6.4.3.3.2 CÁLCULO DEL ESPESOR DE FRP POR SÍSMO

La Figura 6.41 muestra los datos de una columna circular en voladizo (curvatura simple) la cual cuenta con traslapes de 20 veces el diámetro de las barras principales. La columna deberá ser reforzada utilizando una camisa de fibra de vidrio/epoxi compatible y debe alcanzar una ductilidad de desplazamiento de al menos 4. El ejemplo fue readaptado del manual de Hexcel Fyfe Co. (1994).

Los resultados del análisis momento-curvatura de la columna sin reforzar fueron tomados de Hexcel Fyfe Co. (1994). Se determinó que la resistencia nominal correspondiente a la deformación de la fibra extrema ( $\varepsilon_{cu} = 0.004$ ) es de  $M_n = 19,184,824.13 \text{ KN-mm}$  con  $\phi_n = 7.7441 \times 10^{-6} / \text{mm}$  y la profundidad del eje neutro asociada es de  $c_u = 515.62 \text{ mm}$ . La fluencia de la pila correspondiente a la deformación del primer acero en tensión ( $\varepsilon_s = 0.0015$ ) se presenta cuando  $M_y = 13,976,155.44 \text{ KN-mm}$  y la curvatura asociada de  $\phi_y = 1.4843 \times 10^{-6} / \text{mm}$ .

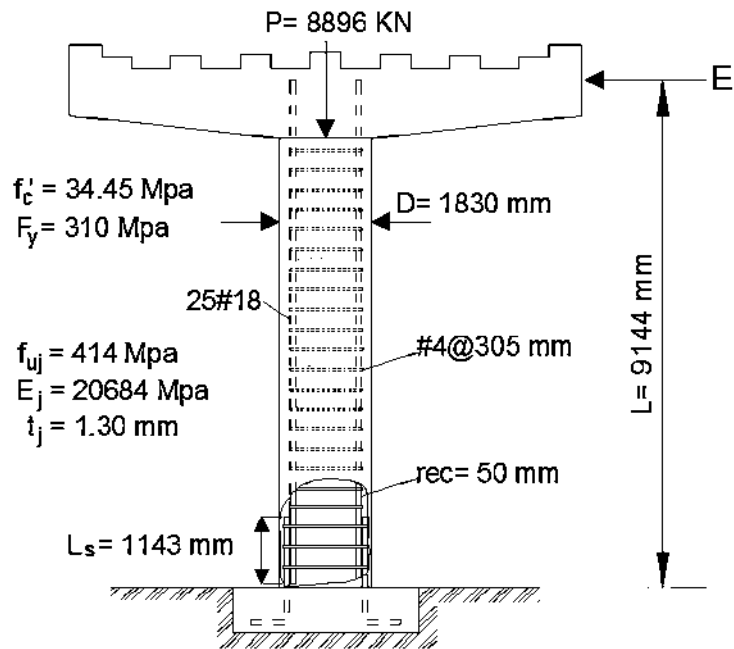


Figura 6.41. Columna circular con traslapes de varillas [Adaptada de Hexcel FyFe Co., 1994].

a) REFUERZO POR CORTANTE

Cortante a resistir:

Capacidad de momento plástico (incluyendo factor de sobrerresistencia):

$$M_u = 1.5M_n = 1.5(19,184,824.13) = 28,777,236.20 \text{ KN-mm}$$

Cortante plástico asociado:

$$V_u = \frac{M_u}{L} = \frac{28,777,236.20}{9,144} = 3,147.12 \text{ KN}$$

Contribución del concreto:

Área efectiva de cortante:

$$A_{ec} = 0.8A_g$$

$$A_{ec} = 0.8 \left[ \left( \frac{\pi D^2}{4} \right) \right] = 0.8 \left[ \left( \frac{\pi 1830^2}{4} \right) \right] = 2,104,175.93 \text{ mm}^2$$

Contribución en la zona de articulación plástica (ec. (6.53):

$$V_c^i = \frac{1}{2} \sqrt{f'_c} A_{ec} = 0.00445 \left[ 0.5 \sqrt{5,000} \frac{2,104,175.93}{25.4^2} \right] = 513.12 \text{ KN}$$

Contribución fuera de la zona de articulación plástica (ec. (6.53):



$$V_c^o = 2\sqrt{f_c'} A_{ec} = 0.00445 \left[ 2\sqrt{5000} \frac{2,104,175.93}{25.4^2} \right] = 2,049.91 \text{ KN}$$

Contribución del acero de refuerzo transversal:

Ecuación (6.54):

$$V_s = \frac{\pi A_n f_y D_c}{2s} \cot \theta = \frac{\pi(126.67)(310)(1730)}{2(305)} \cot 30 = 605,986.92 \text{ N}$$

Contribución de la carga axial:

Ecuación (6.57):

$$\tan \alpha = \frac{D-c}{2L} = \frac{1830-515.62}{2(9144)} = 0.0719$$

Ecuación (6.56):

$$V_p = P \tan \alpha = 8896(0.0719) = 639.62 \text{ KN}$$

Revisión para verificar si es necesario el FRP:

Dentro de la articulación plástica:

Ecuación (6.51):

$$V_n^i = V_c^i + V_s + V_p = 513.12 + 605.99 + 639.62 = 1,758.73 \text{ KN}$$

Ecuación (6.50):

$$\phi V_j^i \geq V_u - \phi V_n^i$$

$$\phi V_j^i \geq 3,147.12 - 0.85(1,758.73) = 1652.20 \text{ KN}$$

∴ Sí es necesario

Fuera de la articulación plástica:

Ecuación (6.51):

$$V_n^o = V_c^o + V_s + V_p = 2,049.91 + 605.99 + 639.62 = 3,295.52 \text{ KN}$$

Ecuación (6.50):

$$\phi V_j^o \geq V_u - \phi V_n^o$$

$$\phi V_j^o \geq 3,147.12 - 0.85(3,295.52) = 345.93 \text{ KN}$$

∴ Sí es necesario

Cálculo del espesor de FRP:



Dentro de la articulación plástica:

Ecuación (6.61):

$$t_j^i = \frac{159}{E_j D} \left[ \frac{V_u}{\phi} - V_n^i \right] = \frac{159}{(20684)(1830)} \left[ \frac{(1000)(3,147.12)}{0.85} - (1000)(1,758.73) \right]$$

$$t_j^i = 8.16 \text{ mm}$$

$$n_{ij} = \frac{8.16}{1.3} = 6.28$$

∴ Se proponen 7 tiras

Fuera de la articulación plástica:

Ecuación (6.61):

$$t_j^o = \frac{159}{E_j D} \left[ \frac{V_u}{\phi} - V_n^o \right] = \frac{159}{(20684)(1830)} \left[ \frac{(1000)(3,147.12)}{0.85} - (1000)(3,295.52) \right]$$

$$t_j^o = 1.71 \text{ mm}$$

$$n_{ij} = \frac{1.71}{1.3} = 1.32$$

∴ Se proponen 2 tiras

Longitud de aplicación del FRP:

Dentro de la articulación plástica:

$$L_v^i = 1.5D = 1.5(1830) = 2745 \text{ mm}$$

Fuera de la articulación plástica:

$$L_v^o = L - L_v^i = 9144 - 2745 = 6399 \text{ mm}$$

La camisa requerida por cortante cuando fuera de la articulación plástica deberá extenderse a lo largo de la columna. Debe considerarse una longitud libre de refuerzo de 50 mm a partir de la base de la columna.

## b) CONFINAMIENTO EN LA ZONA DE ARTICULACIÓN PLÁSTICA

Ductilidad de curvatura requerida:

Longitud de articulación plástica:



Ecuación (6.71) (6.70):

$$L_p = g + 0.3f_y d_{bl} = 25.4 \left[ 2 + 0.3(45) \left( \frac{18}{8} \right) \right] = 822.33 \text{ mm}$$

Con la ductilidad de desplazamiento:  $\mu_\Delta = 4$

Ecuación (6.71):

$$\mu_\phi = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{1.5 \frac{L_p}{L_v} \left( 2 - \frac{L_p}{L_v} \right)} = 1 + \frac{4 - 1}{1.5 \frac{822.33}{9144} \left( 2 - \frac{822.33}{9144} \right)} = 12.64$$

Curvatura última requerida:

De los datos del análisis momento-curvatura y la ductilidad de curvatura:

$$\phi_u = \mu_\phi \phi_y = (12.64)(1.4843 \times 10^{-6}) = 1.8762 \times 10^{-5} / \text{mm}$$

Deformación última requerida de la fibra extrema en compresión del concreto:

Utilizando los resultados del análisis momento-curvatura:

Ecuación (6.64):

$$\varepsilon_{cm} = c\phi_u = (515.62)(1.8762 \times 10^{-5}) = 0.0097$$

Espesor requerido de la fibra:

Ecuación (6.67):

$$t_j = \frac{0.1(\varepsilon_{cm} - 0.004) D f'_{cc}}{f_{ju} \varepsilon_{ju}}$$

$$t_j = \frac{0.1(0.0097 - 0.004)(1830)((1.5)(34.45))}{(414)(0.02)}$$

$$t_j = 6.51 \text{ mm}$$

Se decide no utilizar confinamiento activo, entonces:

$$t_j = 1.33(6.51) = 8.66 \text{ mm}$$

El número de tiras necesarias en la longitud de confinamiento primaria será:

$$n_{t,1} = \frac{8.66}{1.30} = 6.67$$

∴ Se utilizarán 7 tiras

Para la longitud de confinamiento secundaria:

$$n_{t,2} = \frac{0.5(8.66)}{1.3} = 3.33 \text{ mm}$$

∴ Se utilizarán 4 tiras



Longitud de aplicación del FRP:

Espesor de FRP para longitud primaria y secundaria de confinamiento de la articulación plástica:

De la Figura 6.36:

$$\frac{L}{8} \leq L_{c1}, L_{c2} \geq 0.5D$$

$$\frac{9144}{8} \leq L_{c1}, L_{c2} \geq 0.5(1830)$$

$$1143 \leq L_{c1}, L_{c2} \geq 915$$

$$\therefore L_{c1}, L_{c2} \geq 1143 \text{ mm}$$

Relación de carga axial aplicada:

$$\frac{P}{f'_c A_g} = \frac{8,896,000}{34.45(2,630,219.91)} = 0.098$$

Por lo tanto:

$$\frac{P}{f'_c A_g} = 0.098 < 0.3 \text{ OK}$$

No es necesario extender la longitud de aplicación ( $L_{c1}, L_{c2}$ ).

c) CONFINAMIENTO EN LA ZONA DE TRASLAPES

Presión de confinamiento necesaria:

No se utilizará confinamiento activo.

Presión de confinamiento total:

Ecuación (6.73):

$$A_{o1} = \left[ \frac{P_r}{2n_l} + 2(d_c + d_b) \right] L_s$$

$$A_{o1} = \left[ \frac{\pi(1830 - 100 - 12.7 - 57.15)}{2(25)} + 2(43.65 + 57.15) \right] 1143$$

$$A_{o1} = 349,655.47 \text{ mm}^2$$

Ecuación (6.74):

$$f_\lambda = \frac{A_s f_y}{A_{o1}} = \frac{(2565.21)(310)}{365,083.65} = 2.2743 \text{ Mpa}$$



Contribución del acero de refuerzo transversal:

Ecuación (6.75):

$$f_h = \frac{0.002A_h E_h}{D_s} = \frac{0.002(126.67)(200,000)}{(1717.3)(305)} = 0.0967 \text{ Mpa}$$

Contribución del FRP:

Ecuación (6.76):

$$f_j = f_\lambda - f_h = 2.2743 - 0.0967 = 2.1776 \text{ Mpa}$$

Espesor de FRP:

Ecuación (6.78):

$$t_j = \frac{500D}{E_j} f_j = \frac{500(1830)}{20684} (2.1776) = 96.33 \text{ mm}$$

El número de tiras será:

$$n_{t_j} = \frac{96.33}{1.3} = 74.1$$

∴ Debido al número tan grande de tiras debe considerarse el confinamiento activo

Considerando confinamiento activo:

Se propone un espesor inicial de 6 tiras de FRP (7.8 mm) y una presión de confinamiento activo de 1.7 Mpa.

Ecuación (6.84):

$$f_{ja} = \frac{f_a D}{2t_a} = \frac{1.7(1830)}{2(7.8)} = 199.42 \text{ Mpa}$$

Ecuación (6.85):

$$f_{ja} \leq 0.5 f_{uj}$$

$$199.42 \leq 0.5(414) = 207 \text{ Mpa} \quad \therefore \text{OK}$$

Ecuación (6.90):

$$t_j = t_a + t_p \geq \frac{500D}{E_j} (f_j - 0.8 f_a)$$

$$t_j = t_a + t_p \geq \frac{500(1830)}{(20684)} (2.1776 - 0.8(1.7))$$

$$t_j = t_a + t_p \geq 36.16 \text{ mm}$$

Espesor de FRP pasivo:



$$t_j = t_a + t_p \geq 36.16$$

$$t_p = t_j - t_a = 36.16 - 7.8 = 28.36 \text{ mm}$$

El número de tiras será:

$$n_{t_j} = \frac{28.36}{1.3} = 21.81$$

∴ Se utilizarán 6 tiras activas con concreto presurizado a 1.7 Mpa y 22 tiras pasivas adicionales.

Nota: Debido a que finalmente sí se utilizará confinamiento activo en la zona de traslapes, el espesor de camisa obtenido por confinamiento en la zona de articulación plástica puede reducirse (no incrementar en 33%), no obstante este espesor queda cubierto por el requerido por traslapes y se decide no modificarlo.

Longitud de aplicación:

La longitud de aplicación se recomienda ser mayor o igual a la longitud de traslapes, se propone aplicarla 1,093 mm por encima de la longitud libre de refuerzo.

#### d) ESPESOR DE CAMISA CONTRA PANDEO DE BARRAS LONGITUDINALES

Posible problema de pandeo:

$$\frac{M}{VD} \leq 4$$

$$\frac{M}{VD} = \frac{28,777,236.20}{3,147.12(1830)} = 4.99 > 4$$

∴ Debe revisarse el espesor de camisa contra pandeo

Considerando al acero longitudinal como grado 40:

Ecuación 6.97:

$$t_j = \frac{19.16n_{bl}D}{4E_j} = \frac{19.16(25)(1830)}{4(20684)} = 10.59 \text{ mm}$$

El número de tiras será:

$$n_{t_j} = \frac{10.59}{1.3} = 8.14$$

∴ Se proponen 8 tiras

#### e) RESUMEN DEL DISEÑO

La Tabla 6.1 presenta los espesores y longitudes preliminares obtenidos a través del cálculo. La Tabla 6.2 presenta los resultados de aplicación, es decir, los espesores y longitudes que gobiernan por ser mayores. Obsérvese que el confinamiento primario de la articulación plástica



arroja un espesor de camisa similar al requerido por cortante dentro de la misma zona, mientras que el espesor necesario para confinamiento secundario de la articulación plástica queda cubierto por el requerido por cortante; sin embargo, la revisión del posible pandeo de las barras longitudinales indica que el espesor en la zona primaria de articulación plástica cubre la mayoría de los espesores anteriores. De manera general se puede concluir que el espesor de confinamiento en la zona de traslapes gobierna el diseño en espesor y éste resulta bastante mayor a los demás, incluso si se considera confinamiento activo el número de tiras es grande. Los resultados obtenidos fueron calculados a través del análisis de la columna en curvatura simple y podrían ser diferentes si se analiza en otra dirección.

Tabla 6.1. Resumen de diseño

Elemento a reforzar		Diseño FRP (mm)			
		Altura	Longitud	Espesor	No. Tiras
Libre de refuerzo		0 - 50	50	-	-
Cortante	Dentro de la art. Plast.	50 - 2745	2695	8.16	7
	Fuera de la art. Plast.	2745 - 9144*	6399	1.71	2
Confinamiento art. Plast.	Conf. Primario	50 - 1143	1093	8.66	7
	Conf. Secundario	1143 - 2286	1143	3.34	4
Confinamiento en la zona de traslapes		50 - 1143	1093	7.8a y 28.36p	6a (1.7 Mpa) y 22p
Pandeo de barras longitudinales		50 - 1143	1093	10.59	8

\* Limitar aplicación a la altura libre de la columna

Tabla 6.2. Resultados que rigen la aplicación.

Aplicación (mm)	
Altura	No. Tiras
0 - 50	0
50 - 1143	6a (1.7 Mpa) y 22p
1143 - 2745	7
2745 - 9144*	2

\* Limitar aplicación a la altura libre de la columna

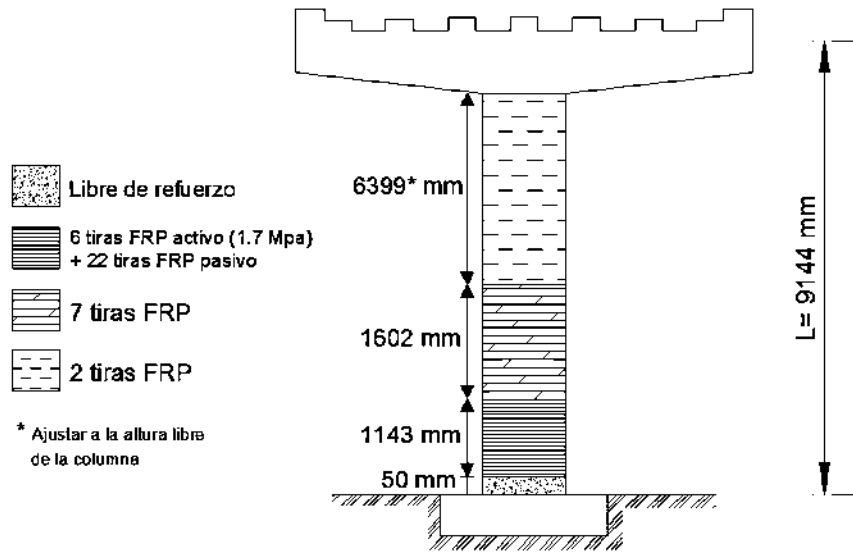


Figura 6.42. Espesores y alturas de aplicación del FRP.

#### 6.4.3.4 APLICACIÓN COMPUTACIONAL

El procedimiento descrito en el capítulo 6.4.2 permite el cálculo del espesor de FRP ya sea por carga axial o por sismo, a pesar de que la mayoría de las ecuaciones son simples, llevarlo a cabo de forma manual puede llevar un tiempo considerable. Con objeto de tener una herramienta práctica se ha creado una aplicación computacional basada en las expresiones de dicho capítulo. La programación se llevó a cabo en FORTRAN 90 y la aplicación lleva el nombre de CAMISA\_FRP.EXE. El manual de usuario se presenta en el apéndice A.8.1.

Los ejemplos 6.4.3.3.1 y 6.4.3.3.2 se presentan en el manual de usuario.

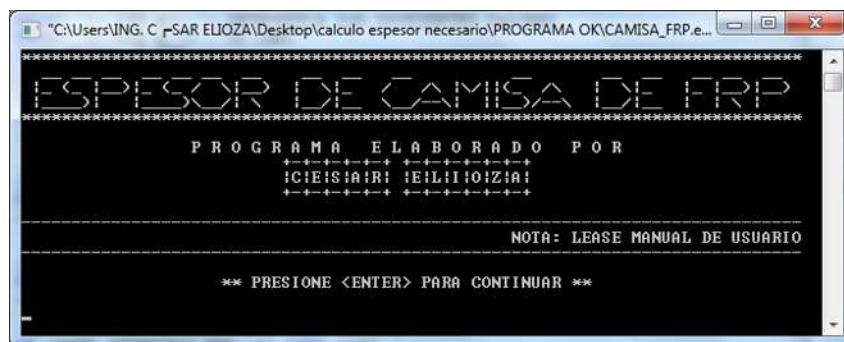


Figura 6.43. Ventana inicial del programa CAMISA\_FRP.EXE.

## 6.5 APLICACIÓN PRÁCTICA



### 6.5.1 RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO

Se propone el siguiente procedimiento para el diseño y revisión de la camisa de FRP:

1. Propiedades y geometría de la columna
  - a. Forma y dimensiones
  - b. Materiales
  - c. Concreto y acero
  - d. FRP
2. Evaluar la columna sin refuerzo
  - a. Carga axial
  - b. Diagrama de interacción (P-M)
  - c. Diagrama momento-curvatura (M- $\phi$ )
  - d. Diagrama de interacción último (Pu-Mu)
3. Calcular el espesor de refuerzo conforme el objetivo deseado:
  - a. Carga axial
  - b. Ductilidad (curvatura) o resistencia (momento)
  - c. Verificar:
    - i. Cortante
    - ii. Pandeo de barras
    - iii. Confinamiento en la zona de traslapes
4. Evaluar la columna reforzada con FRP (modelo adecuado)
  - a. Carga axial (p)
  - b. Diagrama de interacción (resistencia (P-M))
  - c. Diagrama momento-curvatura (M- $\phi$ )
  - d. Diagrama de interacción último (revisión (Pu-Mu))
5. Verificar si se cumplen los objetivos al comparar las evaluaciones
  - a. Incremento en resistencia de carga axial
  - b. Incremento en combinación carga axial-momento
  - c. Incremento en la curvatura última (ductilidad)
  - d. Incremento en resistencia de momento flexionante (sobrerresistencia)
6. Refinamiento del espesor y conclusiones
  - a. ¿objetivo cumplido?
  - b. ¿espesor adecuado?
    - i. Reducción o aumento
    - ii. Nueva evaluación

### 6.5.2 DESCRIPCIÓN DE LA COLUMNA A REFORZAR

Se considera una columna tipo de concreto reforzado de sección circular cuyas características son similares a una de las pilas centrales del puente Nexpa. Se presenta una propuesta de refuerzo con camisa de FRP debido a que las cargas desde su proyección a la fecha se han incrementado significativamente. Además deberá diseñarse el espesor de banda para los



problemas de cortante, pandeo y traslape de barras longitudinales presentes en la pila. Se espera que con el confinamiento proporcionado por la camisa de FRP se alcance una resistencia de 30% adicional, suficiente para soportar el momento actuante debido a la carga axial y las cargas de servicio y, por lo menos, una ductilidad de curvatura de 12.

El puente Nexpa (Figura 6.44) está clasificado como estructura tipo por SIPUMEX Se localiza en la carretera Playa Azul-Manzanillo en el estado de Michoacán, construido en 1975 considerando una carga viva de diseño al camión HS-20. El puente consta de 7 claros simplemente apoyados (rectos y sin esviajamiento) compuesta por un sistema de losa y vigas de concreto presforzado. La subestructura cuenta con estribos de concreto reforzado y las pilas consisten de una sola columna con un cabezal extremo cimentadas en cilindros de concreto reforzado enterrados en el terreno.

Las dimensiones generales de la pila se presentan en la Figura 6.45. y la sección transversal en la Figura 6.46.



Figura 6.44. Vista general de la subestructura tipo del puente Nexpa.

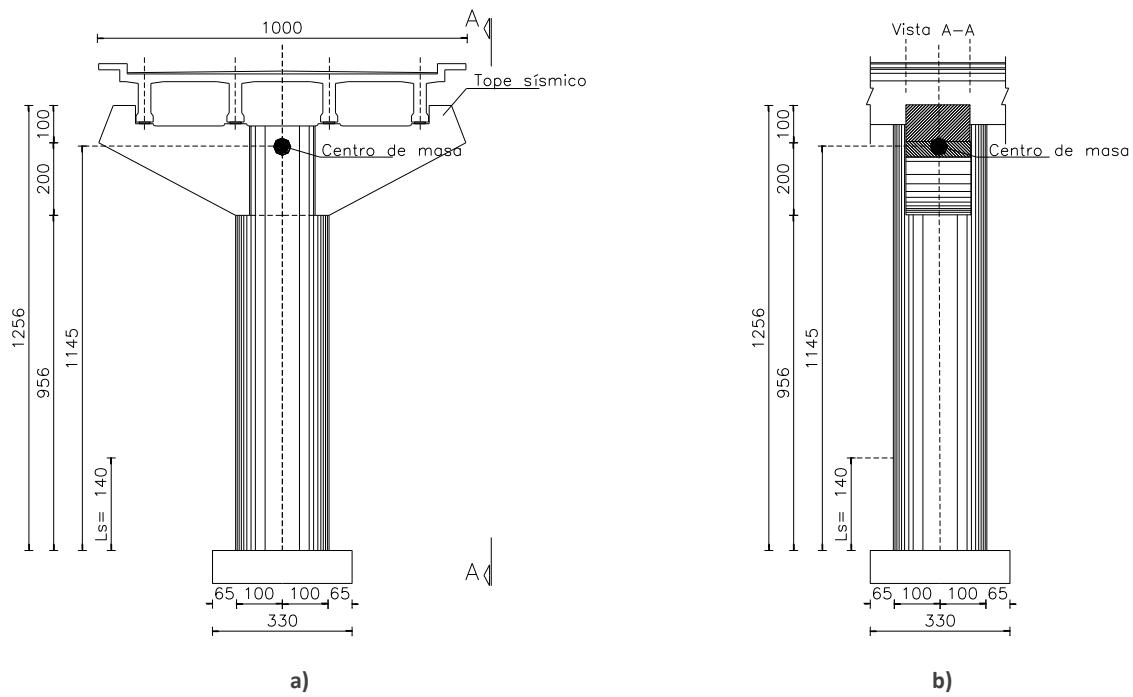


Figura 6.45. Dimensiones de la pila: a) vista longitudinal y; b) vista transversal.

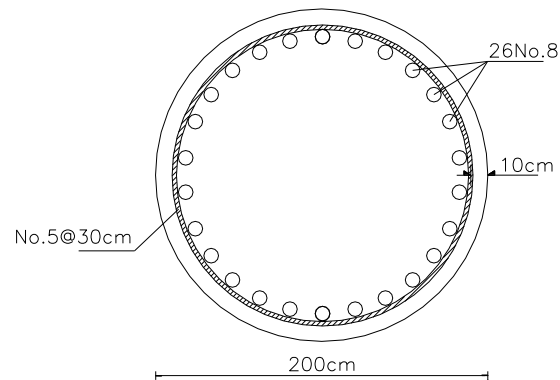


Figura 6.46. Sección transversal de la columna a reforzar (vista transversal).

### 6.5.3 PROPIEDADES

La columna cuenta con las siguientes propiedades (Figura 6.46):

- Diámetro de la columna es de 2 m
- Recubrimiento de 10 cm.
- Concreto  $f'_c = 24.52$  Mpa ( $250 \text{ kg/cm}^2$ ). Módulo de elasticidad según NTC-04.
- Acero longitudinal y transversal mexicano grado 60 [ $f_y = 448.85$  Mpa ( $4,577 \text{ kg/cm}^2$ )].
- 26 barras longitudinales del número 8 distribuidas uniformemente
- Zona de traslapes de 140 cm en la conexión zapata (aprox. 70 veces el diámetro de las barras).
- Estribos del número 5 a cada 30 cm.

Se propone que el encamisado con FRP sea utilizando fibras comerciales de carbono SikaWrap®-530C, (utilizadas en el refuerzo del puente Cutzamala). Las propiedades fueron obtenidas directamente del catálogo oficial (<http://mex.sika.com/> no. de identificación 405303). Los valores de diseño se presentan en la Tabla 6.3.



Tabla 6.3. Propiedades para diseño de SikaWrap®-530C

<b>Propiedades de la fibra (valores promedio):</b>		
Espesor del tejido: 0.293 mm (basado en el contenido total de fibra de carbono)		
Resistencia última a tensión: 4,000 MPa (40,770 kg/cm <sup>2</sup> )		
Módulo de elasticidad a tensión: 240,000 MPa (2,446,000 kg/cm <sup>2</sup> )		
Elongación a la ruptura: 1.5% (nominal)		
<b>Propiedades para diseño:</b>		
Valores como lámina curada ( compuesto de fibra + resina): "Gross laminate properties" de acuerdo a la guía de diseño ACI 440.2R		
Espesor (nominal)		t <sub>f</sub> = 1.3 mm
Esfuerzo último a tensión	Promedio	f <sub>tu</sub> = 780 MPa (7,950 kg/cm <sup>2</sup> )
	De diseño <sup>1</sup>	f <sub>tu</sub> <sup>*</sup> = 713 MPa (7,268 kg/cm <sup>2</sup> )
Módulo de elasticidad a tensión	Promedio	E <sub>f</sub> = 50,200 MPa (511,700 kg/cm <sup>2</sup> )
	De diseño <sup>1</sup>	E <sub>f</sub> = 49,100 MPa (500,500 kg/cm <sup>2</sup> )
Deformación última		ε <sub>fu</sub> <sup>*</sup> = 1.4%

<sup>1</sup> Los valores de diseño son obtenidos estadísticamente de una muestra de 27 ensayos para obtener un mínimo de 95% de confiabilidad (fractil 5%).

El valor de deformación efectivo y esfuerzo asociado depende del tipo de reforzamiento y debe en cada caso calcularse de acuerdo al código de diseño aplicable (ACI, FIB, Eurocode, etc.).

Para una columna exterior encamisada con fibra de carbono, el factor de exposición es C<sub>E</sub>= 0.85 (Apéndice A.7). El factor de eficiencia a la ruptura es de k<sub>e</sub>= 0.55.

Las propiedades finales de la camisa de FRP considerando los factores de reducción son los siguientes:

- E<sub>FRP</sub>= 49,100 Mpa (500,680 kg/cm<sup>2</sup>)
- f<sub>fu</sub>=606 Mpa (6,180 kg/cm<sup>2</sup>)
- ε<sub>fu</sub>= 0.6545%

### 6.5.4 EVALUACIÓN DE LA COLUMNA SIN REFUERZO

Se lleva a cabo la evaluación de la columna sin refuerzo, es decir, con las características de diseño original. La revisión se hace a través de la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado con acero; los diagramas de interacción P-M de la columna sin confinar; los análisis momento-curvatura de la columna sin refuerzo, la revisión del pandeo de las barras longitudinales y el diagrama de interacción último.

#### 6.5.4.1 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Utilizando la aplicación computacional "ESDECO.EXE" se calcula la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado; además, se ingresan la geometría y propiedades del acero grado 60. Se observa que el incremento de resistencia del núcleo de concreto no es muy significativo (f'<sub>cc</sub>= 269.33 kg/cm<sup>2</sup>), sin embargo la deformación última sí se incrementa notablemente (ε<sub>c</sub>= 0.008085).

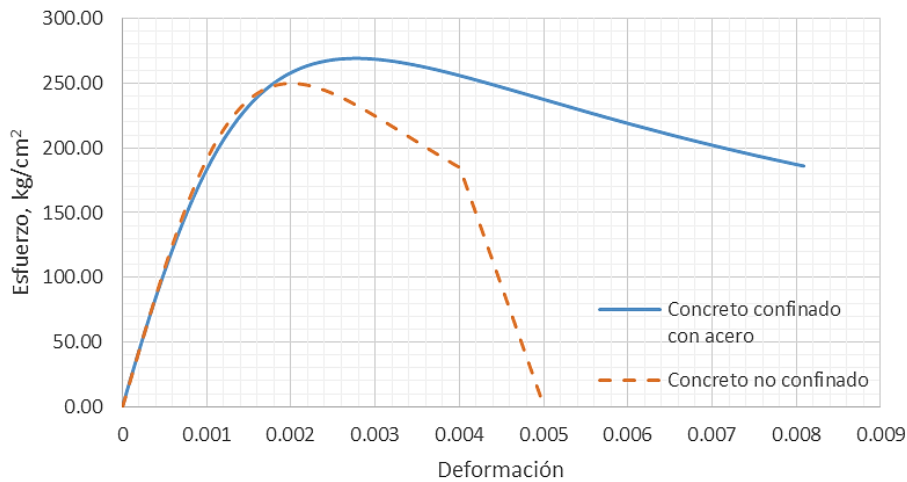


Figura 6.47. Curva esfuerzo-deformación de la pila tipo.

### 6.5.4.2 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN (ACI)

Se realiza el diagrama de interacción de la columna de concreto no confinado utilizando la aplicación “PM\_FRP.EXE”. La Figura 6.48 presenta el diagrama de interacción P-M de la columna tipo utilizando el código ACI-440.2R-08 y considerando el acero G60 con  $f_y = 414 \text{ Mpa}$  ( $4,200 \text{ kg/cm}^2$ ) debido a que es el valor de diseño. Los puntos de la curva corresponden a valores nominales. El factor de reducción por refuerzo transversal es unitario para el cálculo del punto de compresión pura.

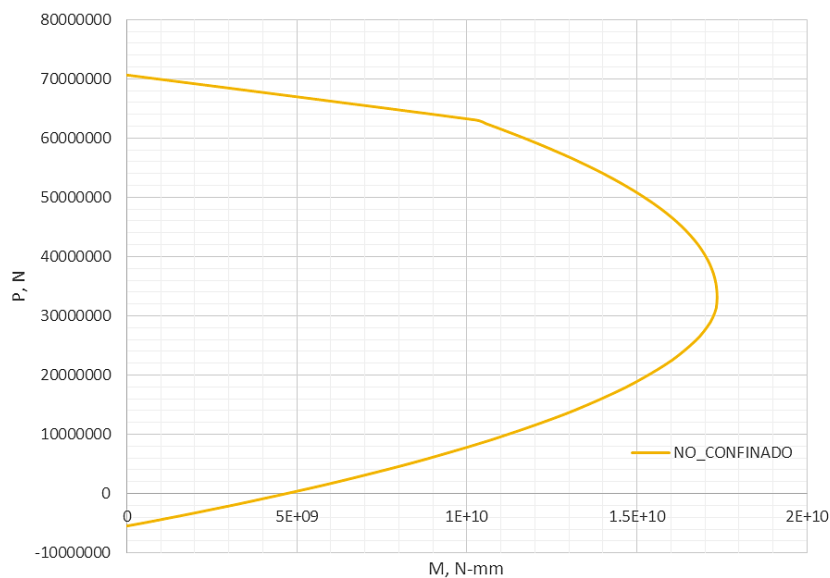


Figura 6.48. Diagrama de interacción P-M de concreto no confinado.



### 6.5.4.3 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA

Se lleva a cabo una serie de análisis momento-curvatura de la columna sin refuerzo bajo diferentes cargas axiales y las curvas esfuerzo-deformación de la Figura 6.47. Se utiliza la aplicación “M\_PHI.EXE” para la obtención de los diagramas, los cuales se presentan en la Figura 6.49. Puede observarse que en algunos casos la carga axial es benéfica para el momento resistente máximo (P=10-50%), no obstante, en todos los casos la ductilidad de curvatura disminuye considerablemente. En todas las evaluaciones la falla es debida a que se alcanzó la deformación última del concreto confinado. El punto de carga máxima corresponde a la falla de la columna por compresión pura.

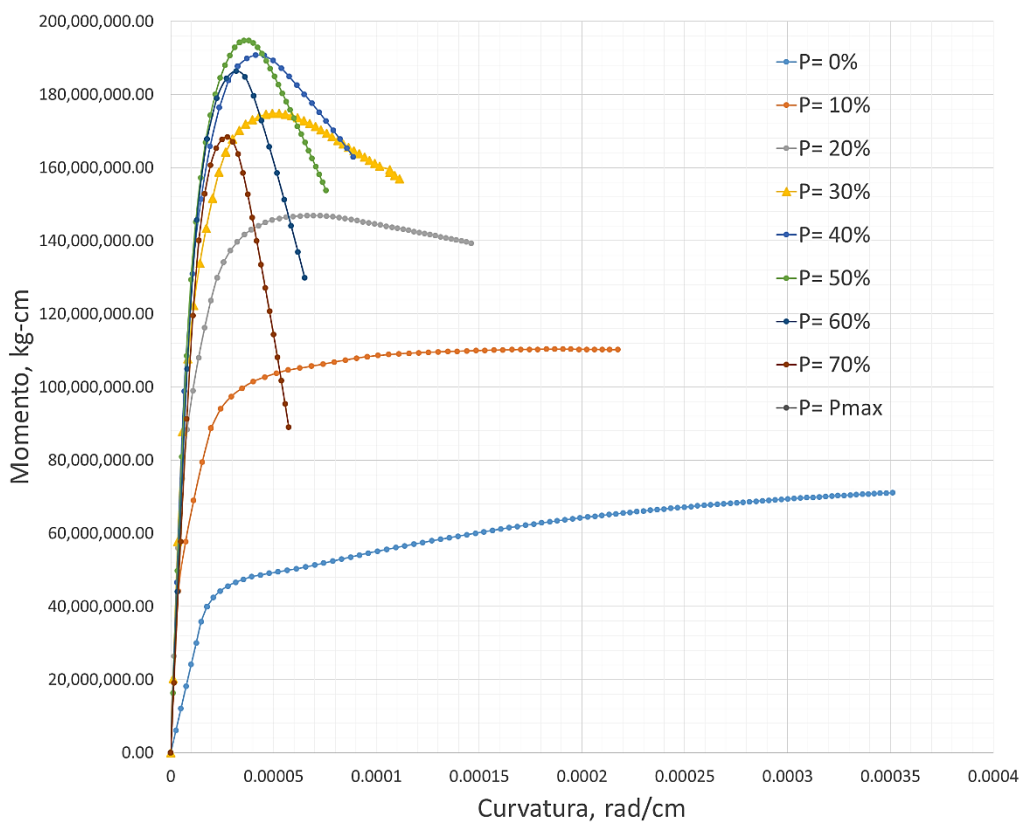


Figura 6.49. Diagramas momento-curvatura de la pila tipo para diferentes cargas axiales.

La revisión contra posible pandeo de las barras longitudinales indica que la separación máxima de los estribos debería ser de 17.32 cm, por lo tanto la separación vertical de 30 cm no cumple. Además la columna cuenta con una cuantía de acero transversal de  $\rho_s = 0.0015$ , mientras que la cantidad mínima para evitar el problema del pandeo calculada es de  $\rho_s = 0.0052$ . De ambos resultados se observa que es muy posible que la columna presente el pandeo prematuro de las barras longitudinales.



### 6.5.4.4 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN ÚLTIMO

El diagrama de interacción P-M último corresponde a la unión de los pares coordenados de carga axial actuante y el momento resistente último de las curvas momento-curvatura. La serie de análisis momento curvatura corresponden a la columna original (Figura 6.49). El factor de reducción por refuerzo transversal es unitario para el cálculo del punto de compresión pura.

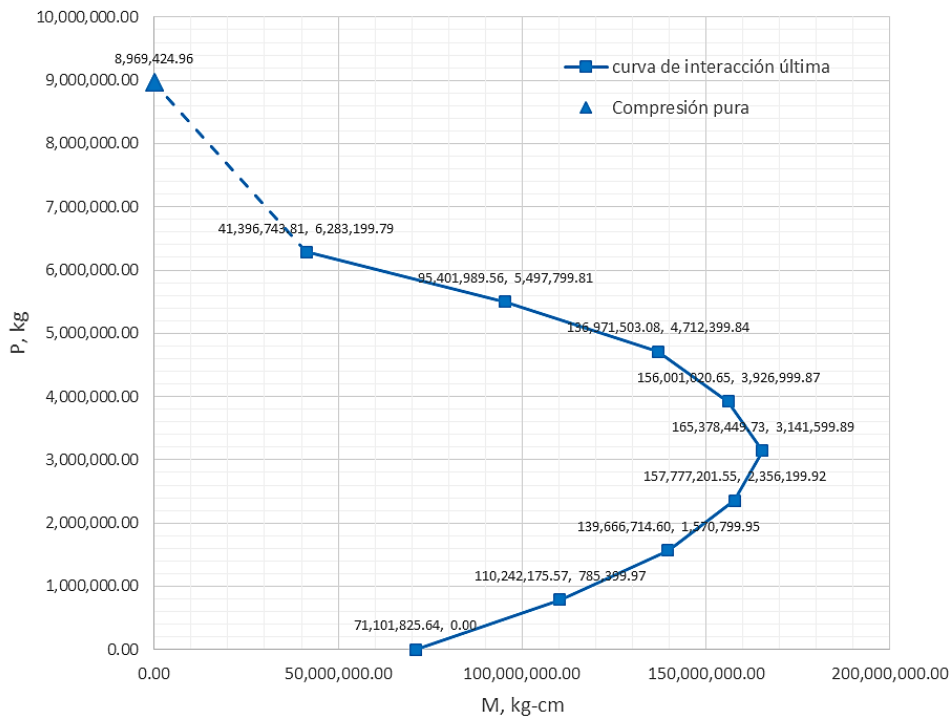


Figura 6.50. Diagrama de interacción P-M último.

### 6.5.5 EVALUACIÓN DE LA COLUMNA REFORZADA CON FRP

Para evaluar la columna reforzada con FRP primeramente es necesario llevar a cabo el cálculo del espesor de camisa de FRP. Este cálculo se hace por carga axial y por ductilidad, además se calculan el número de tiras para resistir el cortante, el espesor de camisa para la zona de traslapes de varillas y para el posible pandeo de las barras longitudinales. Posteriormente se llevará a cabo el cálculo de la curva esfuerzo-deformación de la columna encamisada con FRP; el cálculo de los diagramas de interacción PM; el análisis momento-curvatura de la columna confinada con FRP y el diagrama de interacción último asociado.

#### 6.5.5.1 CALCULO DEL ESPESOR POR INCREMENTO DE CARGA AXIAL

Se realiza un barrido de incrementos de 10% de la carga axial desde  $P_N$  hasta  $2P_N$  de la resistencia nominal original de la columna calculada según ACI:  $P_N = 54,712.61 \text{ t}$  (5,577.23 KN). Se utiliza  $F_y = 414 \text{ Mpa}$  (4,200 kg/cm<sup>2</sup>) debido a que fue el valor de diseño.



Se utiliza la aplicación computacional “CAMISA\_FRP.EXE” para el cálculo del espesor de camisa por carga axial; los resultados se presentan en la Tabla 6.4 y la línea de tendencia (punteada) en la Figura 6.51. Puede observarse que para el FRP elegido, el espesor mínimo para que el confinamiento sea efectivo es de 5 tiras. La línea de tendencia muestra que la relación de incremento de carga axial es lineal y directamente proporcional al número de tiras de la camisa de FRP.

Tabla 6.4. Espesor de camisa de FRP.

P= nPN	Kg (N)	Tiras de I (1.3 mm)
1	5762027.10 (56525485.86)	5
1.1	6338229.81 (62178034.44)	5
1.2	6914432.52 (67830583.03)	5
1.3	7490635.23 (73483131.61)	6
1.4	8066837.94 (79135680.20)	8
1.5	8643040.65 (84788228.79)	10
1.6	9219243.36 (90440777.37)	11
1.7	9795446.07 (96093325.96)	11
1.8	10371648.78 (101745874.54)	12
1.9	10947851.49 (107398423.13)	12
2	11524054.20 (113050971.72)	12

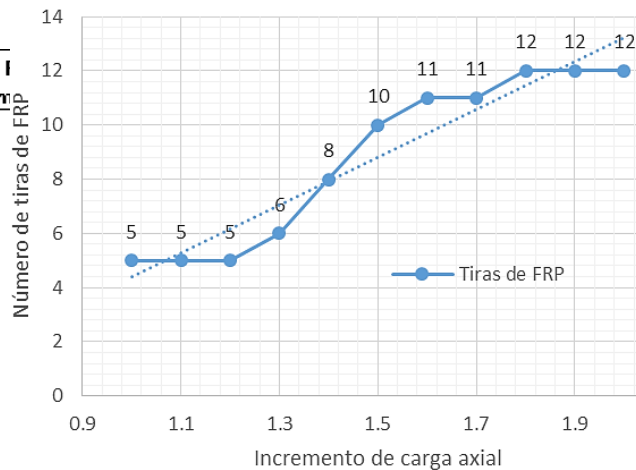


Figura 6.51. Espesor de camisa de FRP.

### 6.5.5.2 CÁLCULO DEL ESPESOR POR DUCTILIDAD

Se utiliza la aplicación computacional “CAMISA\_FRP.EXE” para el cálculo del espesor de la camisa por sismo o ductilidad haciendo una serie de análisis para ductilidades objetivo de 10 a 15 y bajo el sistema de FRP elegido. En esta ocasión se considera el acero mexicano grado 60 tanto en estribos como en barras longitudinales [ $f_y = 448.85 \text{ Mpa (4,577 kg/cm}^2\text{)}$ ]. El sistema de confinamiento elegido es pasivo, es decir, sin agregar cemento expansivo. El cálculo se realiza en la dirección transversal de la pila y considerando una carga gravitacional estimada es de  $0.10 f'cAg = 7,702,142.65 \text{ N (785,399.9734 kg)}$ .

Además de encontrar el espesor para las ductilidades objetivo, en esta sección se revisa el espesor de camisa necesario para resistir el cortante generado por el incremento del momento resistente, el espesor de camisa para la zona de traslapes de varillas y el espesor contra el posible pandeo de las barras longitudinales.

Los parámetros representativos utilizados para calcular la ductilidad fueron extraídos del archivo de resultados del análisis momento-curvatura de la columna sin reforzar y para la carga axial indicada. Los diagramas momento-curvatura real y bilineal se muestran en la Figura 6.52.

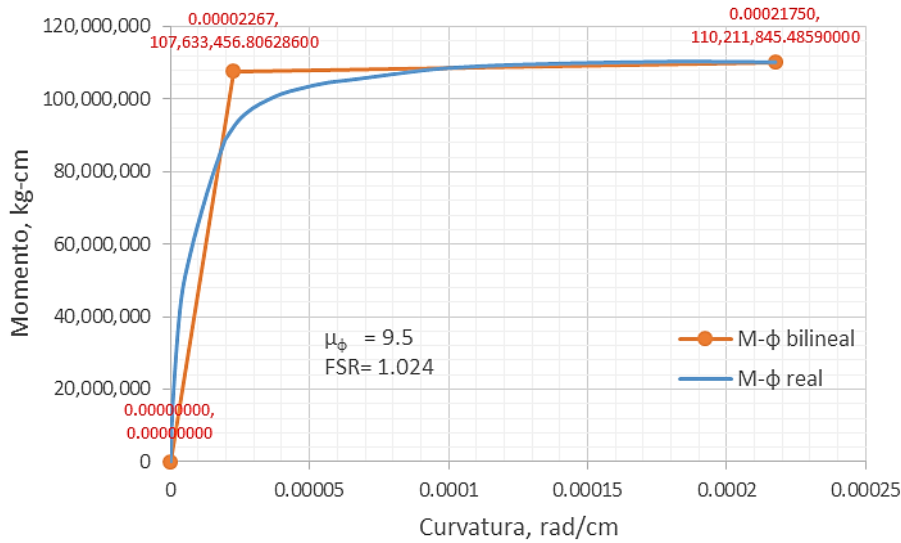


Figura 6.52. Diagrama momento-curvatura con  $p=0.1f'cAg$

Los resultados de la curvatura última necesaria para alcanzar las ductilidades objetivo se presentan en la Tabla 6.5. El factor de sobrerresistencia de momento esperado es de 1.5 veces el momento de fluencia nominal para todos los casos y es el que se utiliza para obtener la ductilidad de desplazamiento. La longitud de articulación plástica estimada por el programa es de  $LP= 546.06$  mm para todos los casos.

Tabla 6.5. Ductilidades de curvatura objetivo.

ANÁLISIS MOMENTO-CURVATURA										
P=nf'cAg		REAL		BILINEAL				DUCTILIDAD ESPERADA		
n	Kg (N)	My, kg-cm (N-mm)	$\phi_y$ , rad/cm (rad/mm)	M nominal, kg-cm (N-mm)	$\phi$ asociada a Mn	$\phi_y$ , rad/cm (rad/mm)	eje neutro, cm (mm)	$\mu_\phi$	$\phi_u$	$\mu_\Delta$
10%	785,399.97	86,242,637.42	0.00001817	107,633,456.81	0.00008735	0.00002267	45.88	10	0.000022670	2.26
								11	0.000024937	2.4
								12	0.000027204	2.54
	7,702,142.65	8,460,402,731.04	0.00000182	10,558,842,113.06	0.00000874	0.000002267	458.8	13	0.000029471	2.68
								14	0.000031738	2.82
								15	0.000034005	2.96

La Tabla 6.6 presenta los resultados del cálculo del espesor de camisa necesario para las ductilidades objetivo (Tabla 6.5). Los resultados de las alturas de aplicación arrojados por el programa se omiten por brevedad. A pesar de que se tienen determinadas las longitudes de aplicación de la camisa de FRP, el encamisado debe implantarse a lo largo de toda la altura de la columna para cumplir con los requisitos de resistencia por carga axial y momento flexionante de acuerdo con las recomendaciones del ACI-440.2R-08. Sin embargo, es importante contar con la altura libre de refuerzo de 50 mm para permitir las rotaciones plásticas sin incrementar la rigidez de la zona.



Tabla 6.6. Espesor de FRP por ductilidad.

ELEMENTO A REFORZAR		DISEÑO FRP (mm)											
		$\mu_\phi = 10$		$\mu_\phi = 11$		$\mu_\phi = 12$		$\mu_\phi = 13$		$\mu_\phi = 14$		$\mu_\phi = 15$	
		Espesor	No. Tiras	Espesor	No. Tiras	Espesor	No. Tiras	Espesor	No. Tiras	Espesor	No. Tiras	Espesor	No. Tiras
Libre de refuerzo		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cortante	Dentro de la art. plást.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Fuera de la art. plást.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Confinamiento art. plást.	Conf. primario	15.79	12.14 (12)	18.39	14.15 (14)	20.92	16.09 (16)	23.48	18.06 (18)	26.05	20.04 (20)	28.61	22.01 (22)
	Conf. secundario	7.89	6.07 (6)	9.2	7.07 (7)	10.46	8.05 (8)	11.74	9.03 (9)	13.02	10.02 (10)	14.31	11.01 (11)
Confinamiento en la zona de traslapes		6.68	5.14 (5)	6.68	5.14 (5)	6.68	5.14 (5)	6.68	5.14 (5)	6.68	5.14 (5)	6.68	5.14 (5)
Pandeo de barras longitudinales		6.85	5.27 (5)	6.85	5.27 (5)	6.85	5.27 (5)	6.85	5.27 (5)	6.85	5.27 (5)	6.85	5.27 (5)

Puede observarse que el espesor necesario para resistir el cortante en todos los análisis es igual a cero debido a que la columna por sí sola es capaz de resistir el cortante generado por la sobrerresistencia de momento. El espesor por confinamiento de la zona de traslapes al igual que el espesor para prevenir el pandeo de las barras longitudinales no dependen de la ductilidad requerida; por lo tanto se mantienen constante en todos los análisis. Puede inferirse entonces que el espesor máximo calculado es el que gobierna el diseño y está dado por el confinamiento en la zona primaria de la articulación plástica, este espesor es suficiente para reforzar todos los demás elementos y además proporcionar la ductilidad indicada según las hipótesis de diseño.

### 6.5.5.3 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN P-M PARA CONCRETO CONFINADO CON FRP

Se llevan a cabo una serie de cálculos de los diagramas de interacción P-M utilizando la aplicación “PM\_FRP.EXE” y para los espesores de camisa relacionados con el incremento de carga axial de la columna (Tabla 6.4) y el espesor por ductilidad (Tabla 6.6). Debido a que el procedimiento es ligeramente diferente el espesor mínimo de camisa que arroja el programa es de 9 tiras ( $f_l/f'_c = 0.089 > 0.08$ ) y no 5 como en el caso de carga axial. Las curvas de interacción con espesores de 9 a 22 tiras de FRP se muestran en la Figura 6.53 y Figura 6.54. La Figura 6.53 considera solamente el confinamiento efectivo en la zona de compresión según el código ACI-440.2R-08; por otra parte, la Figura 6.54 muestra dichos diagramas pero considerando el confinamiento efectivo en todos los puntos. El factor de reducción por refuerzo transversal es unitario para el cálculo del punto de compresión pura.

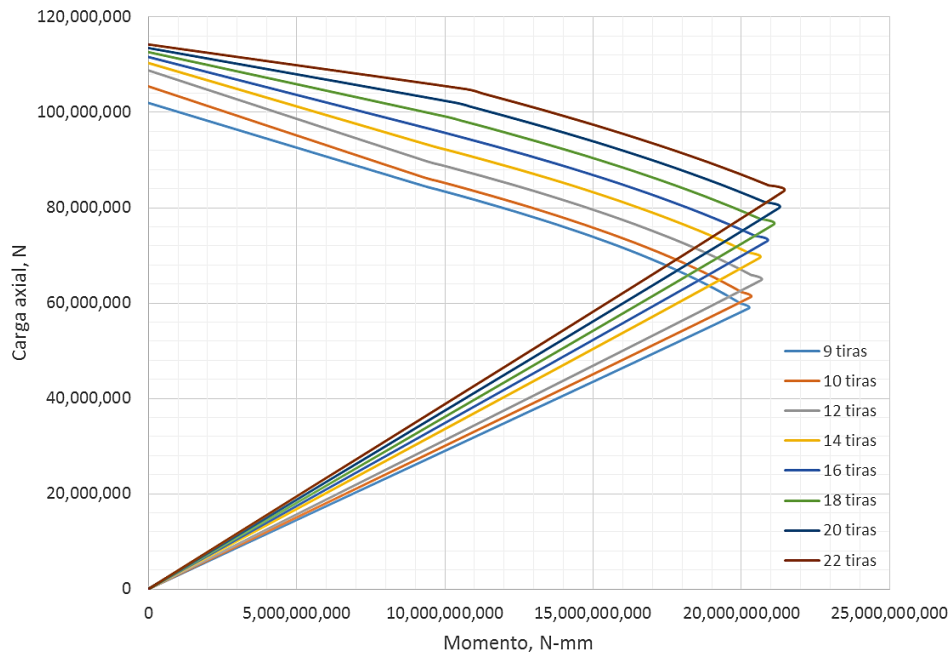


Figura 6.53. Diagrama de interacción PM de la columna confinada con FRP según ACI-440.2R-08.

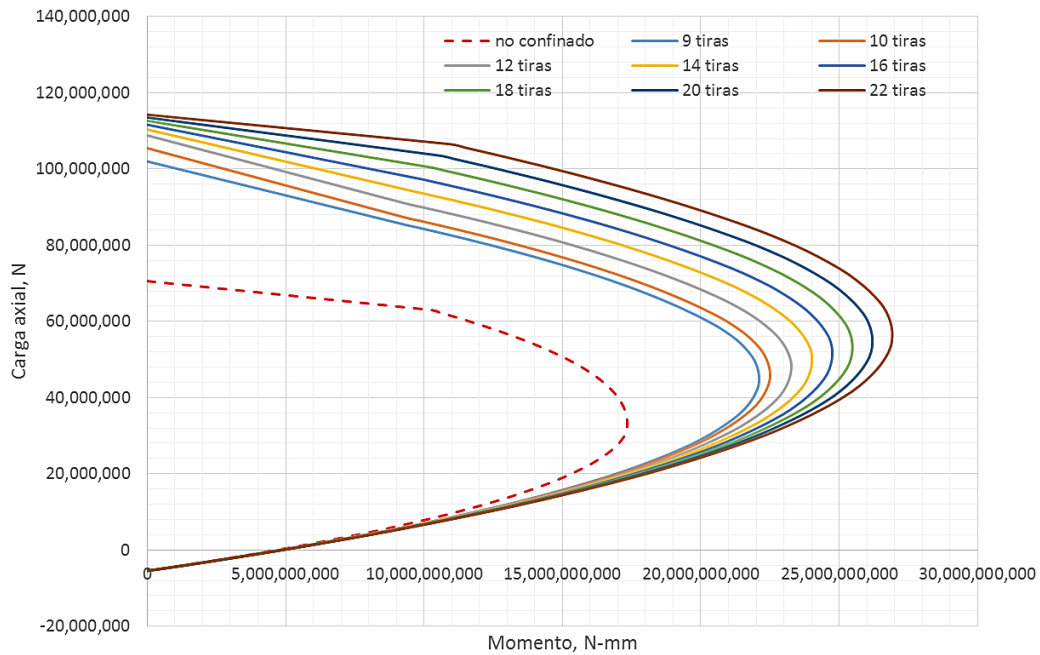


Figura 6.54. Diagramas de interacción PM de la columna confinada con FRP.

#### 6.5.5.4 CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO CONFINADO CON FRP



El cálculo de las curvas se lleva a cabo utilizando la aplicación computacional “ESDECO.EXE”, en la cual se ingresan las propiedades del FRP indicado anteriormente. Los espesores de camisa seleccionados para el cálculo de las curvas esfuerzo-deformación están relacionados directamente con los calculados anteriormente por resistencia y por ductilidad. El modelo de análisis de Jiang y Teng (2007) es seleccionado por describir de mejor forma la relación esfuerzo-deformación hasta la ruptura de la camisa de FRP.

Los resultados de las curvas para diferentes espesores de camisa se presentan en la Figura 6.55. Se advierte que tanto el aumento del esfuerzo máximo como la ductilidad son directamente proporcionales al espesor de camisa y con tendencia lineal. Puede observarse que el espesor mínimo para aumentar la deformación del concreto respecto al concreto confinado con acero es de 8 tiras.

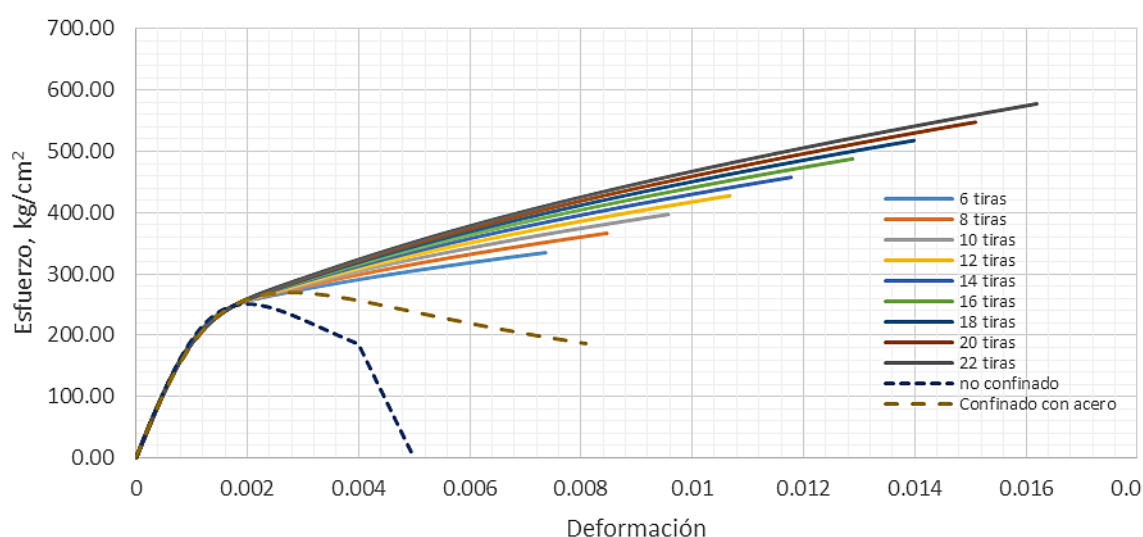


Figura 6.55. Curvas esfuerzo-deformación del concreto confinado con FRP.

### 6.5.5.5 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA DE CONCRETO CONFINADO CON FRP

Se utiliza la aplicación computacional “M\_PHI.EXE” para el cálculo de los diagramas de momento-curvatura del concreto confinado con FRP. Las curvas esfuerzo-deformación son las calculadas anteriormente (Figura 6.55). La serie de análisis momento-curvatura de la columna se llevan a cabo con la carga axial de  $P=0.1f'cA_g= 7,702,142.65 \text{ N}$  (785,399.9734 kg). En todos los casos la falla se debe a que se alcanzó la deformación última del concreto confinado debido a la fractura de la camisa de FRP.

La Figura 6.56 presenta las curvas momento-curvatura para distintos espesores de camisa. Puede observarse que el incremento de ductilidad es efectivo a partir de 10 tiras.

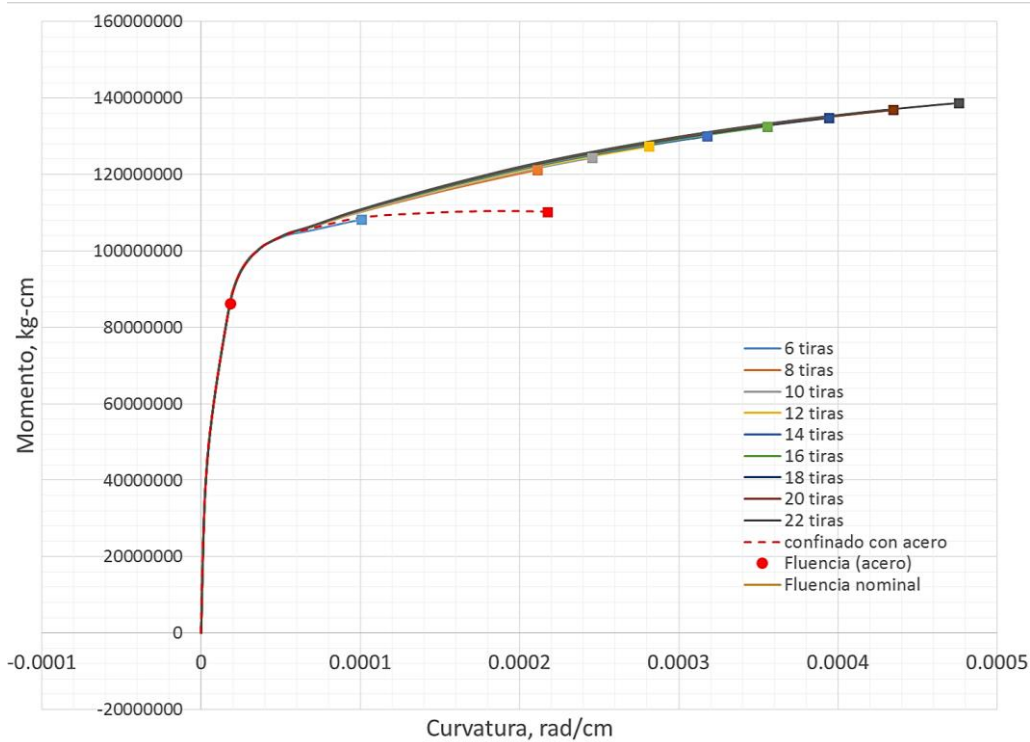


Figura 6.56. Diagramas momento-curvatura del concreto confinado con FRP para  $P=0.1f'cAg$ .

La Tabla 6.7 presenta las ductilidades esperadas comparadas con las reales, así como el factor de sobrerresistencia de momento calculado. Los valores fueron obtenidos a partir del punto de fluencia nominal de la columna sin reforzar (Figura 6.52).

Tabla 6.7. Valores de ductilidad y FSR esperados contra valores reales.

FLUENCIA NOMINAL DE LA COLUMNA SIN REFUERZO	$\phi_y$ (rad/cm)	$M_n$ (kg-cm)	MOMENTO-CURVATURA					
	0.00002267	107633456.8	DUCTILIDAD			FSR DE MOMENTO		
Tiras de FRP	$\phi_u$ (rad/cm)	$M_u$ (kg-cm)	esperada	real	%	esperado	real	%
6	0.000100907	108,138,552.13	-	4.45	-	-	1.00	-
8	0.000211271	121,188,946.25	-	9.32	-	-	1.13	-
10	0.000245551	124,360,675.72	-	10.83	-	-	1.16	-
12	0.000281227	127,289,179.26	10	12.41	1.24	1.5	1.18	0.79
14	0.000317861	130,015,541.30	11	14.02	1.27		1.21	0.81
16	0.000355598	132,516,170.94	12	15.69	1.31		1.23	0.82
18	0.000394503	134,794,199.29	13	17.40	1.34		1.25	0.83
20	0.000434558	136,852,927.96	14	19.17	1.37		1.27	0.85
22	0.000475713	138,701,616.78	15	20.98	1.40		1.29	0.86

Puede observarse que las ductilidades reales están ligeramente por encima de las esperadas; por otra parte, los factores de sobrerresistencia real están por debajo del valor esperado. Dichos resultados, sin embargo, fueron calculados en función de los valores de la columna sin reforzar. El punto de fluencia nominal puede tener variaciones importantes cuando se calcula utilizando el diagrama de la columna encamisada con FRP en vez de la columna sin refuerzo.



La tabla presenta los parámetros de ductilidad obtenidos a través de los valores del punto de fluencia nominal de cada uno de los análisis momento-curvatura para los espesores de camisa en estudio. Puede observarse que los valores reales de ductilidad poseen menor dispersión, sin embargo el valor de sobrerresistencia esperado también disminuye. Debe aclararse que dichas comparaciones están hechas con base en el diagrama bilineal y no en el real donde los resultados de ductilidad y FSR reales pueden ser más grandes.

Tabla 6.8. Valores de ductilidad y FSR esperados contra valores reales calculados con la fluencia nominal de cada análisis.

MOMENTO-CURVATURA								
FRP	FLUENCIA NOMINAL		DUCTILIDAD			FSR DE MOMENTO		
tiras	$\phi_y$ (rad/cm)	Mn (kg-cm)	esperada	real	%	esperado	real	%
12	0.00002327	109,249,440.68	10	12.09	1.21	1.5	1.17	0.78
14	0.00002346	109,298,113.62	11	13.55	1.23		1.19	0.79
16	0.00002329	109,345,505.90	12	15.27	1.27		1.21	0.81
18	0.00002354	109,485,263.66	13	16.76	1.29		1.23	0.82
20	0.00002355	109,611,893.41	14	18.45	1.32		1.25	0.83
22	0.00002328	109,561,625.89	15	20.43	1.36		1.27	0.84

### 6.5.6 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

De los resultados anteriores puede advertirse que un espesor de camisa compuesto por 14 tiras cumple con los requisitos de refuerzo por resistencia y por ductilidad de forma satisfactoria. A continuación se presentan los resultados comparativos.

#### 6.5.6.1 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN

La Figura 6.57 presenta la comparación de las curvas esfuerzo-deformación para los distintos tipos de confinamiento. De acuerdo con los resultados se calcula que el incremento de resistencia del concreto confinado con FRP es de 1.70 veces la resistencia del concreto confinado con acero y de 1.83 veces la resistencia del concreto no confinado.

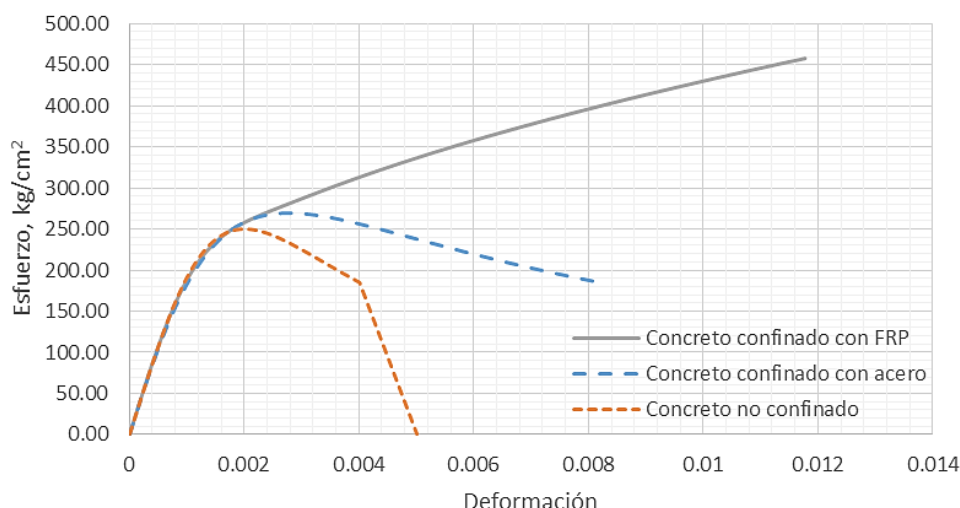


Figura 6.57. Curvas esfuerzo-deformación para diferentes tipos de confinamiento.

La Tabla 6.9 presenta los valores de los principales parámetros de resistencia y ductilidad de las curvas mostradas en la Figura 6.57. El incremento de las propiedades utilizando el encamisado con la fibra de carbono es significativo tanto en resistencia como en ductilidad.

Tabla 6.9. Incremento en las propiedades del concreto utilizando FRP.

PARÁMETRO	TIPO DE CONFINAMIENTO			INCREMENTO	
	no confinado	acero	FRP	FRP/no confinado	FRP/acero
f'cc	250	269.33	457.82	1.83	1.70
f'cu	184.89	186.25	457.82	2.48	2.46
εcc	0.002	0.00277	0.01178	5.89	4.25
εcu	0.004	0.00808	0.01178	2.94	1.46

### 6.5.6.2 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN P-M

La Figura 6.58 presenta la comparación de las curvas de interacción de resistencia de carga axial y momento flexionante. De acuerdo a los distintos tipos de hipótesis se tiene el diagrama de ACI que corresponde a los resultados considerando el confinamiento efectivo solamente en la zona de compresión controlada; por otro lado el diagrama de FRP es aquel en donde el efecto del confinamiento es efectivo en ambas zonas.

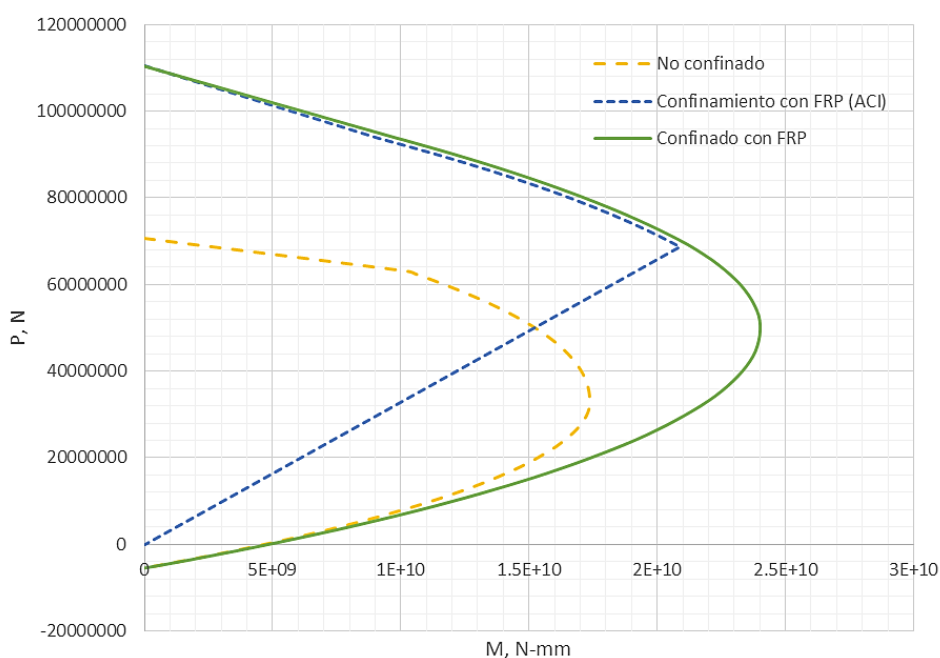


Figura 6.58. Diagramas de interacción de diseño para distintos tipos de hipótesis de confinamiento.

La Tabla 6.10 Tabla 6.9 presenta los puntos más representativos de los diagramas de confinamiento con FRP y el incremento de resistencia en comparación con la columna de concreto sin confinar. Según las hipótesis de ACI el punto de comportamiento balanceado para este caso no corresponde al punto de momento máximo que puede presentar la columna; caso contrario, cuando el confinamiento es efectivo también en la zona de tensión el momento máximo se logra alcanzar. En todos los casos a partir del punto de flexión pura hasta la compresión pura los valores son exactamente los mismos debido a que el concreto en tensión se desprecia y solamente trabaja el acero longitudinal.

Tabla 6.10. Incremento en las propiedades del concreto utilizando FRP.

PARÁMETRO	TIPO DE DIAGRAMA			INCREMENTO	
	no confinado	ACI	FRP COMPLETO	ACI/no confinado	FRP/no confinado
Pmax	70,656,860.00	110,387,900.00	110,387,900.00	1.56	1.56
Mmax	17,353,100,000.00	20,859,190,000.00	24,013,920,000.00	1.20	1.38

El espesor de camisa calculado para prevenir el problema de pandeo es de 0.6847 cm, por lo tanto un espesor de 1.82 cm (14 tiras) es suficiente para evitar que se presente.

### 6.5.6.3 DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA

La Figura 6.59 presenta la comparación de las curvas momento-curvatura para confinamiento convencional y concreto confinado con FRP, además muestra las simplificaciones



bilineales utilizadas para el cálculo de la ductilidad. Puede observarse que con el encamisado de FRP la curvatura última incrementa notoriamente al igual que el momento último que puede soportar la columna.

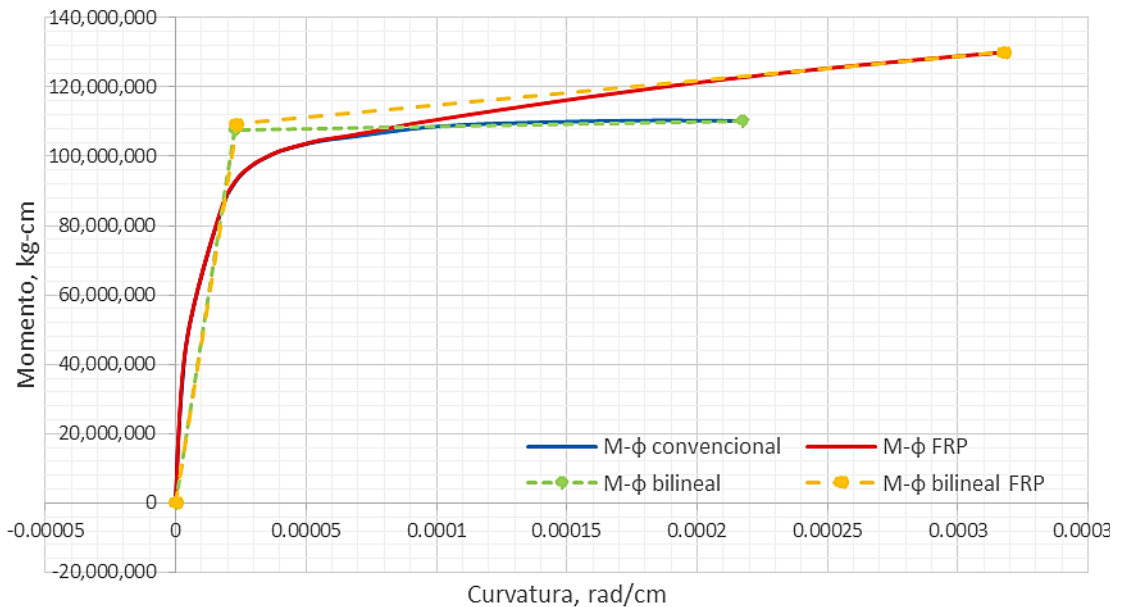


Figura 6.59. Diagramas momento-curvatura para confinamiento con acero y con FRP.

La Tabla 6.10Tabla 6.9 presenta los puntos más representativos de los diagramas momento-curvatura para confinamiento convencional (estribos) y para confinamiento con FRP. Se incluyen los resultados considerando los valores de primera fluencia del concreto y la primera fluencia del acero, además del punto de fluencia nominal del diagrama bilineal. Puede observarse que el incremento de los valores considerando el confinamiento con FRP sólo son significativos posteriores a la fluencia y se vuelven de mayor importancia mientras se aproximan más al punto de falla.

El cálculo de la ductilidad se incrementa si se calcula respecto al punto de primera fluencia del acero longitudinal y decrece si se toma en cuenta la primera fluencia del concreto. No obstante la comparación entre el sistema de FRP y el confinamiento con estribos indica que en todos los casos las propiedades mejoran.



Tabla 6.11. Incremento en las propiedades del análisis momento-curvatura del concreto confinado con FRP.

PARÁMETRO		TIPO DE CONFINAMIENTO		INCREMENTO
		estribos	FRP	FRP/estribos
primera fluencia	My (acero)	86,242,637.42	87,918,882.06	1.02
	$\phi'y$ (acero)	0.0000181700	0.0000188700	1.04
	My (concreto)	100,159,824.28	100,390,840.25	1.00
	$\phi'y$ (concreto)	0.0000358900	0.0000362300	1.01
bilineal	Mn	107,633,456.81	109,298,113.62	1.02
	$\phi y$	0.0000226700	0.0000234600	1.03
punto último	Mu	110,242,636.11	130,015,541.30	1.18
	$\phi u$	0.0002137700	0.0003178600	1.49
ductilidad	$\mu\phi'$ (acero)	11.76	16.84	1.43
	$\mu\phi'$ (concreto)	5.96	8.77	1.47
	$\mu\phi y$	9.43	13.55	1.44
FSR momento	My (acero)	1.28	1.48	1.16
	My (concreto)	1.10	1.30	1.18
	Mn	1.02	1.19	1.16

#### 6.5.6.4 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN ÚLTIMO

El diagrama de interacción P-M último corresponde a la unión de los pares coordenados de carga axial actuante y el momento resistente último de las curvas momento-curvatura.

La Figura 6.60 presenta la una serie de análisis momento-curvatura de la columna reforzada con FRP y para distintas niveles de carga axial hasta la falla de ésta. Puede observarse que en algunos análisis el nivel de carga axial ayuda a incrementar el momento resistente, sin embargo, la ductilidad se ve disminuida en todos los casos.

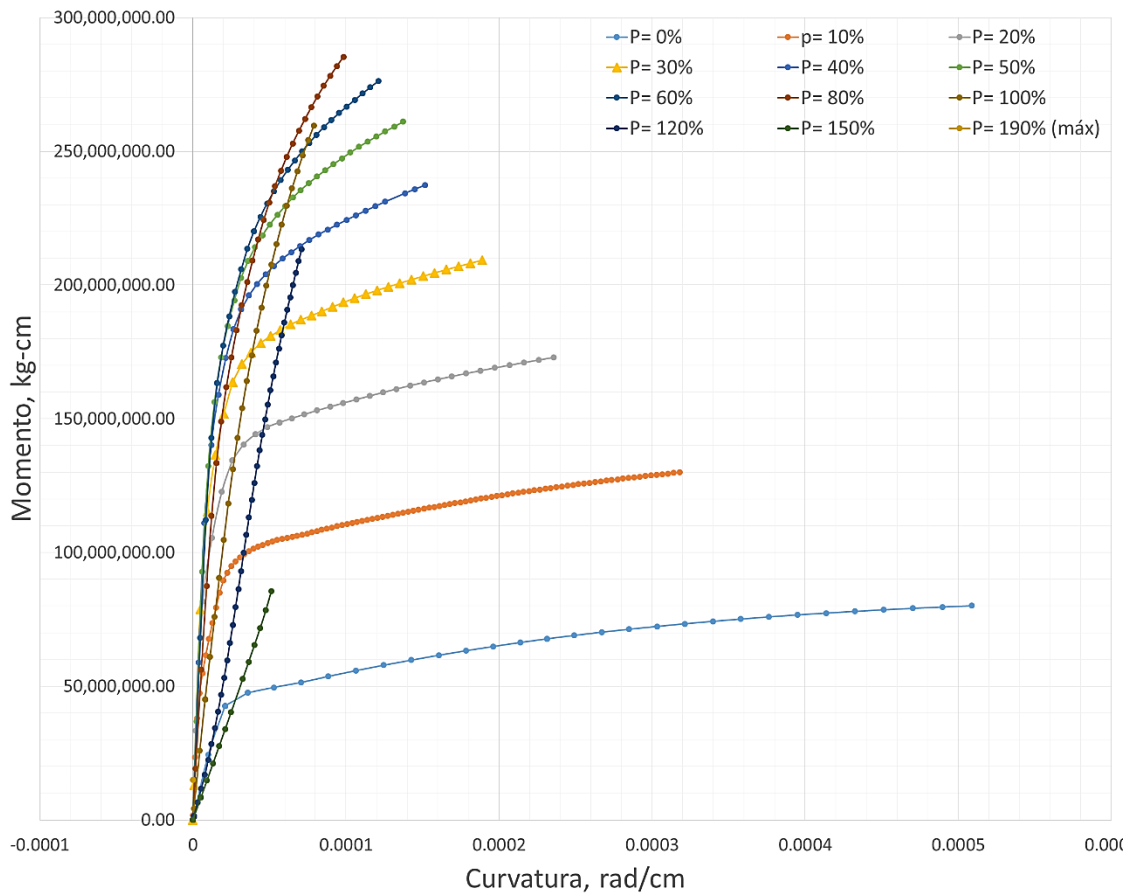


Figura 6.60. Diagramas momento-curvatura de la columna confinada con 14 tiras de FRP.

La Figura 6.61 presenta los puntos del diagrama de interacción último obtenido a partir de la Figura 6.60 y comparado con el diagrama de diseño con 14 tiras de FRP y el diagrama de interacción último del concreto confinado con acero de refuerzo. Puede observarse que el incremento de resistencia del diagrama en la falla posee valores mayores debido a la sobrerresistencia de los materiales.

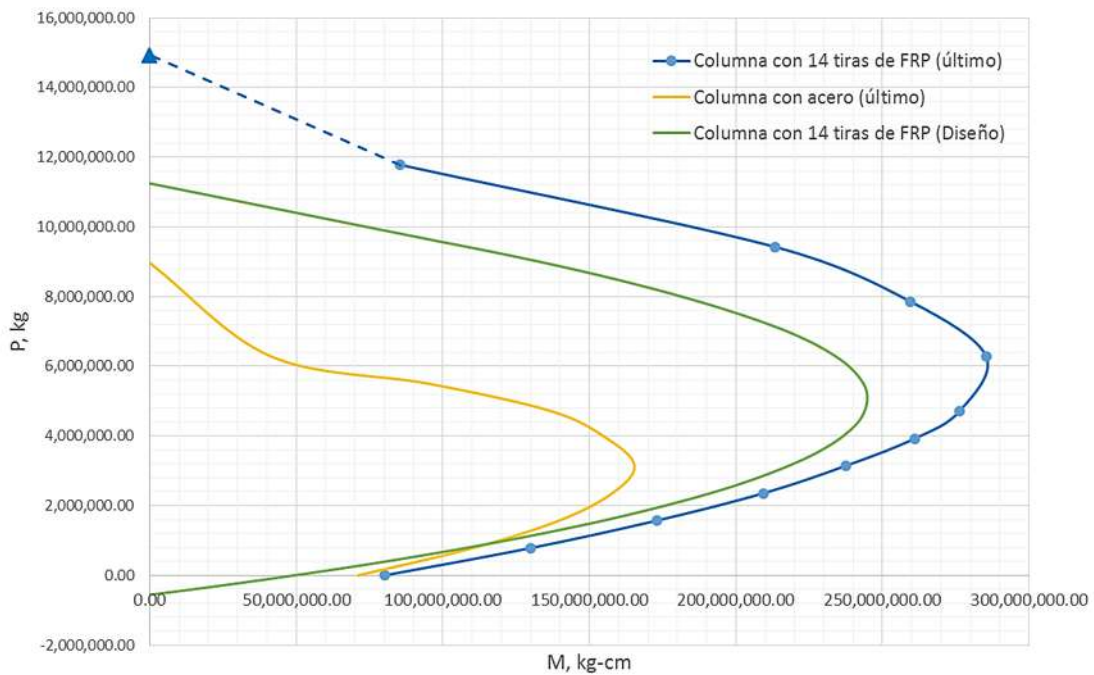


Figura 6.61. Comparación de los diagramas últimos y de diseño para concreto no confiado y confinado con FRP.

La tabla presenta la comparación del incremento de resistencia de los puntos más significativos del diagrama de interacción último de concreto confinado con FRP respecto a los diagramas de diseño y al diagrama último de concreto confinado con acero de refuerzo. Puede verse que el diagrama de interacción último del concreto confinado con FRP es sustancialmente mayor que aquel obtenido con el análisis para concreto confinado con acero de refuerzo. Por otro lado, la sobrerresistencia del acero y del concreto hace que el punto de falla sea 33% veces más grande comparado con el de diseño.

Tabla 6.12. Incremento de resistencia del diagrama de interacción último respecto a otros.

PARÁMETRO	TIPO DE DIAGRAMA			INCREMENTO	
	último (acero)	Diseño (FRP)	último (FRP)	último FRP/ último acero	último FRP/ Diseño FRP
Pmax	8,969,424.96	11,248,527.01	14,925,533.89	1.66	1.33
Mmax	165,378,449.73	244,788,294.91	285,343,640.39	1.73	1.17

### 6.5.6.5 COMENTARIOS

De acuerdo a las propiedades del sistema de FRP seleccionado y los distintos análisis llevados a cabo con el espesor de diseño, se concluye que el encamisado con 14 tiras de FRP (espesor total de 1.82 cm) es suficiente para cumplir con los requisitos del refuerzo conforme a los siguientes puntos:



- El incremento de carga axial fue de diseño fue de 1.56 respecto a la de concreto no confinado.
- El incremento de momento resistente de diseño fue de 1.20 y 1.56 veces respecto a la de concreto no confinado, considerando o no la efectividad del confinamiento respectivamente.
- La ductilidad de curvatura esperada fue de 12, sin embargo, el análisis arrojó una ductilidad de 13.55 siendo 1.44 veces la ductilidad obtenida del concreto confinado con estribos.
- El diagrama de interacción último demostró que la sobrerresistencia del concreto confinado con FRP en el punto de falla sea aproximadamente 1.70 veces el valor de la sobrerresistencia del concreto confinado convencionalmente.

El cálculo en dirección longitudinal es similar con la diferencia en que la altura efectiva es de 956 cm y el tipo de curvatura es doble; Además, al ser la columna circular y con un armado simétrico los resultados del análisis momento-curvatura son semejantes a los de la dirección transversal y se omiten por brevedad. Los resultados del cálculo indican que con el valor de sobrerresistencia de momento de 1.5 (y su cortante asociado) y para una ductilidad de curvatura  $\mu_{\phi} = 15$ , que representa la condición más desfavorable del grupo de análisis, solamente se requiere un espesor de camisa contra cortante de 1.11 mm (0.86 tiras) el cual queda cubierto en su totalidad por el espesor de confinamiento. Además los resultados indican que la relación  $M_u/V_u d = 2.39 < 4$ ; por lo tanto no es necesario revisar el espesor de camisa contra el posible pandeo de las barras longitudinales en la dirección longitudinal. En dirección longitudinal se tiene la posibilidad de la formación de articulaciones plásticas tanto en la parte baja como en la parte alta de la columna y, como se mencionó anteriormente, la longitud de aplicación deberá implantarse en toda su altura. La evaluación de la columna reforzada con FRP en dirección longitudinal concluye de manera similar en ambas direcciones, por lo tanto se aceptan los resultados.

Las aplicaciones computacionales logran estimar con una precisión aceptable el nivel de ductilidad esperada con un grado de seguridad razonable, sin embargo, tanto el factor de sobrerresistencia como las ductilidades están en función de las relaciones adoptadas durante la ejecución. Para el ejemplo de la pila tipo se observa una buena correlación, no obstante de ser posible puede llevarse a cabo un refinamiento a través de un método iterativo hasta que los valores converjan entre sí.



# CONCLUSIONES

Este trabajo investiga el uso del FRP como técnica de refuerzo aplicado a columnas de concreto de sección transversal circular, rectangular o cuadradas y se presenta en comparación con el confinamiento convencional proporcionado por el acero interno de refuerzo así como con el concreto no confinado.

La metodología y el desarrollo de las aplicaciones computacionales para el cálculo del espesor de camisa de FRP, las curvas esfuerzo-deformación de los materiales y los diagramas de interacción PM; necesarios para hacer evaluaciones por resistencia y por ductilidad de las propiedades de la sección transversal fueron validados a través de algunas de las fuentes originales o empleando algún otro programa reconocido. Además, basándose en los mismos principios, se incluyeron propuestas adicionales para otro tipo de sección transversal u otro tipo de acero de refuerzo. En el caso de la propuesta para el análisis momento-curvatura por franjas diferenciales para concreto no confinado, confinado con acero y confinado con FRP fue necesario llevar a cabo la validación con otros programas de gran aceptación académica.

Las aplicaciones computacionales creadas en este trabajo permiten realizar una serie de evaluaciones en columnas de concreto antes y después de ser reforzadas. Los resultados del diseño del espesor de la camisa de FRP permiten llevar de forma posterior los análisis con objeto de comparar si se cumple o no los objetivos del refuerzo. Se concluye que las aplicaciones permiten el cálculo rápido de las diferentes condiciones de confinamiento para verificar de forma simple el incremento en resistencia o la ductilidad real comparada con la esperada.

El programa "CAMISA\_FRP.EXE" permite conocer el espesor mínimo y las longitudes de aplicación para cumplir con los requisitos de diseño por carga axial y por ductilidad considerando diferentes configuraciones y geometría. Las curvas esfuerzo-deformación del concreto creadas a partir del programa "ESDECO.EXE" además de calcular perfectamente los puntos de la curva, permiten la obtención de los diferentes parámetros de resistencia como son el esfuerzo máximo y el esfuerzo último con sus respectivas deformaciones asociadas. El cálculo de los diagramas de interacción P-M utilizando el programa "PM\_FRP.EXE" está basado en la normativa más reciente y permite la obtención de las diferentes combinaciones de carga axial y momento flexionante que hacen que la columna alcance su resistencia según las hipótesis de diseño. El programa "M\_PHI.EXE" permite llevar a cabo análisis inelásticos considerando como falla la fractura del acero longitudinal o el aplastamiento del concreto en compresión; no obstante en ninguno de los casos se considera al cortante como el modo de falla predominante; además se calculan los puntos de interés que conforman la aproximación bilineal y que son necesarios para el cálculo del espesor por ductilidad: primera fluencia, fluencia nominal, y condición última. Todos los archivos de resultados arrojados por las aplicaciones computacionales exhiben de forma clara y concisa los parámetros utilizados u obtenidos.



Con base en las diferentes secciones del presente estudio pudo observarse la eficacia del confinamiento a base de bandas de FRP transversalmente dispuestas. Claramente pudo demostrarse que un pequeño espesor de FRP puede llegar a ser tan eficaz como el confinamiento con acero; incluso cuando se trata de secciones efectivamente confinadas (tramo ascendente después del esfuerzo asociado a la resistencia del concreto no confinado) el comportamiento demuestra que se alcanzan mayores resistencias y deformaciones. Sin embargo, de acuerdo con los modelos utilizados también se comprueba que el confinamiento del FRP en secciones rectangulares o cuadras, similarmente al confinamiento convencional, es menos efectivo que en el caso de secciones circulares.

Con base en la tipología y año de construcción de los puentes de la red federal de carreteras ubicados en la zona sísmica de la costa del Pacífico al sur de la república mexicana, hace necesario que aquellas pilas de puentes que se encuentren con una baja capacidad para resistir acciones sísmicas (o alguna combinación con cargas verticales) sean evaluados y si es posible reforzados.

La metodología de evaluación propuesta en el presente proyecto se aplicó explícitamente a una pila con características similares a las del puente Nexpa en Michoacán. Se demostró que utilizando un espesor de camisa de CFRP de 1.8 cm puede incrementarse la capacidad axial y de momento resistente en, por lo menos, 30% adicional y además alcanzar una ductilidad de curvatura de 1.40 veces la que poseía la pila antes de ser reforzada.

El propósito de encamisar una columna con FRP en un puente existente es incrementar su capacidad de diseño o mejorar su comportamiento. No obstante, este propósito puede extenderse a otro tipo de estructuras, incluso a estructuras nuevas diseñadas desde el principio con una camisa de FRP. Se concluye entonces que el encamisado con FRP es una buena alternativa de refuerzo, ya sea como material complementario o como opción de diseño.



# FUTURAS INVESTIGACIONES

A continuación se presentan los aspectos que pueden ser mejorados o que necesitan desarrollarse de forma más amplia:

- Por el momento las aplicaciones computacionales permiten el cálculo solamente en secciones circulares, rectangulares o cuadradas. Se puede incrementar el número de formas de secciones transversales.
- Implantar otros modelos de confinamiento a fin de tener una mejor perspectiva acerca de las deficiencias de uno u otro modelo. Adicionalmente pueden agregarse modelos de confinamiento de otro tipo de secciones (ovaladas, huecas, etc.).
- Se puede proponer el cálculo de los diagramas de interacción utilizando el modelo de diseño más actual y las expresiones simplificadas para dicho cálculo.
- Las aplicaciones computacionales del presente trabajo corresponden a las versiones iniciales. A pesar de que se trató de dejarlas de la forma más general posible aún pueden mejorarse de múltiples maneras. Por ejemplo, se puede modificar el algoritmo para que se lleven a cabo series de análisis simultáneos considerando diferentes espesores de camisa, carga axial, resistencias de los materiales, etc.
- Realizar un estudio paramétrico para definir la importancia de las diferentes propiedades que intervienen en la evaluación de las columnas encamisadas con FRP.
- Implantar el procedimiento de evaluación a otras pilas de puentes tipo.



# REFERENCIAS

ACI 440.2R-08. "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures". Reporte del Comité 440 del Instituto Americano del Concreto (ACI). Julio de 2008.

Aschheim, Mark; Gil-Martín, Luisa María y Hernández-Montes, Enrique (2011). "**Proportioning of reinforced concrete column section**". Engineering Structures. Departamento de Ingeniería civil, Santa Clara University; Departamento de Mecánica estructural de la Universidad de Granada.

Balaguru, Perumalsamy; Nanni, Antonio y; Giancaspro, James (2009). "FRP Composites for Reinforced and Prestressed Concrete Structures. A Guide to Fundamentals and Design for Repair and Retrofit". Taylor & Francis, 270 Madison Ave. Nueva York, EE.UU. 2009.

Chambi Chuquichambi, José Luis (2010). "Caracterización Estadística de los Modelos de Confinamiento del Hormigón Comprimido Mediante Materiales Compuestos". Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Estructural y de la Construcción. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona de la Universidad Politécnica de Barcelona (UPC). Octubre de 2010.

Cheng, Hsiao-Lin (2000). "A Study of FRP Wrapped Reinforced Concrete Columns". Tesis para obtener el grado de Doctor en Filosofía. Universidad de Purdue. Diciembre de 2000.

CSI. «**SAP2000 V.14**», Berkely.

Dunwoodie, David (1997). "Seismic Retrofit of Bridges Columns Using Fibre-Reinforced Concrete". Tesis para obtener el grado de maestro en ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Mecánicas aplicadas de la Universidad McGill. Montreal, Canadá, 1997.

Earthquake Engineering Research Institute (EERI) y la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS) (2006). "El sismo de Tecomán, México del 21 de enero de 2003". Informe de la SMIS y el EERI dentro de la serie "aprendiendo de los sismos".

Edoardo Cosenza, Carmine Galasso y Giuseppe Maddaloni (2010). "**A simplified method for flexural capacity assessment or circular RC cross-sections**". Engineering Structures. Departamento de Ingeniería estructural de la ciudad de Napoli, Italia ; Departamento de Tecnología de la ciudad de Napoli, Italia.

Evan C. Bentz y Michael P. Collins (2000), «**RESPONSE 2000**». Software de uso libre , Universidad de Toronto, Canadá.

González Cuevas y Robles (2002). "**Aspectos fundamentales del concreto reforzado**". 3ra. Edición, Edit. Limusa. Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco.



Gordon Lyon, Jeffrey (2009). "FRP Confined Reinforced Concrete Circular Cross Section Seismic Applications". Tesis para obtener el grado de Maestro en Ciencias en Ingeniería Civil e Ingeniería ambiental. Facultad de la Universidad Politécnica del Estado de California. Agosto de 2009.

Girra M., Mongi Ben (1998). "Innovative Approaches to Column Confinement". Tesis para obtener el grado de doctor en filosofía en ingeniería civil, Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Ottawa. Ottawa, Ontario, Canadá, Septiembre de 1998.

Grupo Interuniversitario de Ingeniería Sísmica (GIIS) (2004). "Red Interuniversitaria de Ingeniería Sísmica (RIIS): Sismo del 22 de Enero de 2003. Registros Acelerométricos, Espectros de Fourier y de Respuesta". Junio de 2004.

Hernández Barrios, Hugo; Jara Guerrero, José Manuel y Jara Díaz, Manuel (2011). "Revision of Constitutive Models For Repairing Bridge Columns With Fiber Polymers". *International Journal of Engineering Science and Technology* Vol. 3, No. 4, 2011, pp. 48-64. Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México.

Hexcel FyFe Co. (1994). "Seismic Retrofit of Bridge Columns Using High Strength Fiberglass/Epoxy Jackets. Design Recommendations". Reporte #97-07, Job #90-08 por SEQAD Consulting Engineers, San Diego, Ca. Reporte preparado por Hexcel FyFe Co. Post Office Box 61. Solana Beach, CA 92075. Agosto de 1993.

Jiang, T. y Teng, J. G. (2007): "Analysis-oriented models for FRP-confined concrete". *Engineering structures*, vol. 29, nº 11, pp. 2968–2986. Noviembre de 2007.

Lam, L. y Teng, J. G. (2003a): "Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete." *Construction and building material*, vol. 17, nº 6–7, Septiembre-Octubre 2003, pp. 471–489.

Lam, L. y Teng, J. G. (2004). "Ultimate condition of FRP-confined concrete". *ASCE Journal of composites for construction*, vol. 8, nº 6.

Lam, L., y Teng, J., (2003b), "Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete in Rectangular Columns," *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, V. 22, No. 13, pp. 1149-1186.

Lam, L.; Teng, J. G.; Cheng, C. H. y Xiao, Y. (2006). "FRP-confined concrete under axial cyclic compression." *Cement and concrete composites*, vol. 28, nº 10, pp. 949–958. Noviembre de 2006.

Lawrence C. Bank (2006). "Composites for construction, structural design with FRP". 1ra. Edición, Edit. John Wiley and sons; Universidad de Wisconsin-Madison.

Machado, Ari de Paula (2003). "Refuerzo de Estructuras de Concreto Armado con Fibras de Carbono. Características, Dimensionamiento y Aplicaciones". MBrace y Degussa Construction Chemicals Latin America. EE.UU Septiembre de 2003.

Maldonado Aguilera, Israel Apolo (2006). "Evaluación de la Respuesta de Estructuras Existentes Sujetas a Secuencias Sísmicas". Tesis para obtener el grado de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Morelia, Michoacán. Noviembre, Abril de 2006.

Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988a). "Theoretical Stress Strain model for concrete". *Journal of Structural Engineering*, ASCE.



Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988b). "Observed Stress-strain behavior of confined concrete". Journal of Structural Engineering, ASCE.

Méndez romero, herlindo. (2011). "Efecto de las deformaciones por cortante en los diagramas momento-curvatura  $m-\phi$  de secciones de concreto reforzado y sus implicaciones en la evaluación y diseño sísmico de estructuras". Tesis para obtener el título de ingeniero civil. México D.F, mayo 2011.

Mendoza Díaz, Horacio (2013). "Propiedades estadísticas de puentes ubicados en la costa del pacífico". Tesis para obtener el grado de ingeniero civil, Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Morelia, Michoacán. Noviembre, 2013.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-CONCRETO-04) (2004). México, DF.

Ozcebe, Guney (1987). "Inelastic Response of Reinforced Concrete Columns Under Unidirectional and Bidirectional Load Reversals". Tesis para obtener el grado de Doctor en Filosofía, Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Toronto. Toronto, Canadá. 29 de Junio de 1987.

Ozcebe, Guney (1987): "Inelastic response of reinforced concrete columns under unidirectional and bidirectional load reversals". Tesis para obtener el grado de doctor en filosofía, Universidad de Toronto. Junio 29, 1987.

Priestley M.J.N, Calvi G.M y Kowalsky M.J (2007), "Displacement Based Seismic Design of Structures". IUSS, Pavia, Italia.

Priestley, M.J.N, Seible, F., and Calvi, M. (1996b). "Seismic design and retrofit of bridges". John Wiley & Sons, Inc., New York.

Punshi, Vikram D. (2003). "Non-linear Analysis of Circular FRP-Confined Concrete Columns Using Finite Elements Methods". Tesis para obtener el grado de maestro en ciencias aplicadas en ingeniería estructural, Departamento de Ingeniería civil de la Universidad de Toronto. Ottawa, Canadá, 2006.

R. Park y T. Paulay (1983). "Estructuras de concreto reforzado". 1ra. Edición, Edit. Limusa; Dpto. Ingeniería civil, Universidad de Canterbury, Christchurch Nueva Zelanda.

Rivera Vargas, Darío (2007). "Cuadernos de investigación: Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos". Dirección de investigación, Subdirección de estructuras y geotecnia, Centro Nacional de Prevención de Desastres, Secretaría de Gobernación. México, DF. 1ra edición, Julio de 2007.

Rocca, Silvia; Galati, Nestore y; Nanni, Antonio (2008). "Interaction diagram methodology for design of FRP-confined reinforced concrete columns". Science Direct Journal, Construction and Building Materials. Agosto de 2008.

Rodríguez M y J C Botero, (1996), "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México". Publicación Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No 575, enero de 1996.



Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) (2011). "Sistema de Puentes Mexicanos (SIPUMEX)". Reporte del año 2011 de la Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC).

Seible, Fridier; Priestley Nigel, M.J; A. Hegemier, Gilbert y; Innamorato, Donato (1997). "Seismic Retrofit of RC Columns with Continuous Carbon Fiber Jackets". ASCE, Journal of Composites for Construction. Vol. 1, No. 2. Mayo de 1997.

Servicio Sismológico Nacional (SSN) (2014a). "Reporte del sismo del día 18 de abril de 2014, Guerrero (M 7.2)" (PDF Consultado el día 23/05/2014: [http://www2.ssn.unam.mx:8080/jsp/reportesEspeciales/18abr2014\\_guerrero.pdf](http://www2.ssn.unam.mx:8080/jsp/reportesEspeciales/18abr2014_guerrero.pdf))

Servicio Sismológico Nacional (SSN) (2014B). "Reporte del sismo del día 08 de mayo de 2014, Guerrero (M 6.4)" (PDF Consultado el día 23/05/2014: [http://www.ssn.unam.mx/jsp/reportesEspeciales/8mayo2014\\_Guerrero.pdf](http://www.ssn.unam.mx/jsp/reportesEspeciales/8mayo2014_Guerrero.pdf))

Tena Colunga, Arturo (1997). "El Macrosismo de Manzanillo de 1995". Editado por la Universidad de Colima, el gobierno del Estado de Colima y la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Colima, México.

Teng, J. G. y Lam, L. (2004b): "Behavior and modeling of fiber reinforced polymer-confined concrete". ASCE Journal of structural engineering, vol. 130, nº 11, pp. 1713-1723. Noviembre de 2004.

Teng, J. G.; Chen, J. F.; Smith, S. T.; y Lam, L. (2002). "*FRP Strengthened RC Structures*". John Wiley & Sons, West Sussex, Reino Unido, 266 pp.

Teng, J. G.; Jiang, T.; Lam, L.; and Luo, Y. Z. (2009): "Refinement of a Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete". ASCE Journal of composites for construction, vol. 13, nº 4, pp. 269-278. Agosto-Julio de 2009.

Teng, J. G.; Lu, X. Z.; Ye, L. P.; y Jiang, J. J. (2004a). "Recent Research on Intermediate Crack Induced Debonding in FRP Strengthened Beams". Memorias de la 4ta Conferencia Internacional sobre Materiales Compuestos Avanzados para Puentes y Estructuras. Calgary, AB, Canada.

Teng, J. G.; Smith, S. T.; Yao, J.; y Chen, J. F. (2001). "Intermediate Crack Induced Debonding in RC Beams and Slabs," *Construction and Building Materials*, V. 17, No. 6-7, pp. 447-462.

Teng, J.G. (2006) "Debonding Failures of RC Beams Flexurally Strengthened with Externally Bonded FRP Reinforcement, Structural Faults and Repair". 11va Conferencia Internacional y Exposición. Edinburgo, Reino Unido 13-15. Junio de 2006.

Teng, J.G., Huang, Y.L. Lam. L and Ye L.P. (2007a). "Theoretical model for fiber reinforced polymer-confined concrete", *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 11.

Teng, J.G., Yu, T. Wong, Y.L. y Dong, S.L. (2007b). "Hybrid FRP-concrete-steel tubular columns: concept and behaviour", *Construction and Building Materials*, 21: 846-854.

Verma, Ravindra (1993). "Assessment of seismic response and steel jacket retrofit of squat circular reinforced concrete bridge columns". Tesis para obtener el grado de doctor en filosofía en ciencias ingenieriles (ingeniería estructural). Universidad de California, San Diego, California, EE.UU.



Vosooghi, Ashkan (2010). "Post-Earthquake Evaluation and Emergency Repair of Damaged RC Bridge Columns Using CFRP Materials". Tesis para obtener el grado de Doctor en Filosofía en ingeniería civil y ambiental. Universidad de Nevada, Reno. EE.UU, diciembre de 2010.

Wai-Fah Chen y Lian Duan (2000), "Bridge Engineering Handbook". CRC Press LLC.

Wesson David, Michael (2009). "Modeling of AS-IS, Retrofitted, and Repaired R/C Columns Using Fiber-Reinforced Polymers (FRP) and Compared to Experimental Shaking Table Tests". Tesis para obtener el grado de Maestro en Ciencias en Ingeniería Civil. Colegio de Ingeniería de la Universidad Estatal de California. Fresno California. Mayo de 2009.

Wesson, Michael David (2009). "Modeling of as-is retrofitted, and repaired R/C columns using Fiber-Reinforced Polymers (FRP) and compared to experimental shaking table test". Colegio de Ingeniería, Universidad estatal de California, Fresno Ca.

Yalcin, Cem (1997): "Seismic evaluation and retrofit of existing reinforced concrete bridge columns". Tesis para obtener el grado de doctor en filosofía, Universidad de Ottawa. Ottawa, Ontario, Canadá, Septiembre 1997.

Zhang, Yi (1996). "Analytical Evaluation of Retrofit Strategies for Multi-column Bridges". Tesis para obtener el grado de Doctor en Filosofía. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad Estatal de Washington. Agosto de 1996.

Zihan, Yan (2005). "Shape modification of rectangular columns confined with FRP composites". Tesis para obtener el grado de Doctor en Filosofía en Ingeniería Civil. Dpto. de Ingeniería civil y ambiental, Universidad de Utah. Mayo de 2005.

[1a]: <http://www.zocalo.com.mx/seccion/articulo/sacude-sismo-de-6.7-grados-al-valle-de-mexico-1399569930>

[1b]: <http://www.quadratin.com.mx/sucesos/Latente-desde-hace-varios-anos-la-posibilidad-de-un-temblor-importante/>

[2a]: Registro de sismos fuertes del SSN ( $M \geq 5.5$ )  
<http://www2.ssn.unam.mx:8080/website/jsp/fuertes.jsp>

[2aa]: <http://www.televisaregional.com/acapulco/noticias/Trabajos-de-reparacion-puente-vehicular-Cuajilote-256709621.html>

[2ab]: <http://suracapulco.mx/archivos/141148>

[2ac]:  
<http://www.lajornadaguerrero.com.mx/2014/04/30/index.php?section=politica&article=005n3pol>

[2ad]: [<http://www.almomento.mx/sustituye-sct-puente-el-cuajilote-con-paso-provisional-de-dos-carriles/>]

[2ae]: <http://elsemanario.com/51017/dos-temblores-y-las-dos-veces-cae-puente-en-guerrero/>



- [2b]: <http://www.eluniversal.com.mx/estados/2014/golpean-a-14-estados-y-df-sismo-de-72-y-105-replicas--1004532.html> (Consultado el día 23/05/2014)
- [2c]: <http://www.quadratin.com.mx/principal/Alertan-posibilidad-de-tsunami-en-LC/>
- [2d]: <http://www.quadratin.com.mx/principal/Cancelan-alerta-de-tsunami/>
- [2e]: <http://es.earthquake-report.com/2014/04/18/massive-earthquake-guerrero-mexico-on-april-18-2014/>
- [2f]: <http://www.jornada.unam.mx/2014/04/19/sociedad/033n1soc>
- [2g]: <http://www.edemx.com/mas/ED2014.html>
- [2h]: [<http://www.excelsior.com.mx/comunidad/2014/04/18/954664>]
- [2i]: <http://www.zocalo.com.mx/seccion/articulo/sacude-sismo-de-6.7-grados-al-valle-de-mexico-1399569930>
- [2j]: <http://noticias.terra.com.mx/mexico/sismologico-reporta-2-replicas-del-temblor-de-hoy-8-de-mayo,b15ae459bfcd5410VgnVCM20000099cceb0aRCRD.html>
- [2k]: <http://elsemanario.com/51017/dos-temblores-y-las-dos-veces-cae-puente-en-guerrero/>
- [2l]: <http://noticias.terra.com.mx/mexico/temblor-hoy-08-de-mayo-de-2014-en-mexico,d467a1979ccd5410VgnVCM20000099cceb0aRCRD.html>
- [2m]: <http://www.cronica.com.mx/notas/2014/832311.html>
- [2n]: <http://noticias.terra.com.mx/momentos-del-temblor-de-64-richter-del-8-de-mayo-de-2014,665f179166ed5410VgnVCM20000099cceb0aRCRD.html>
- [2ñ]: <http://veracruz.quadratin.com.mx/Se-registra-sismo-se-siente-en-Veracruz/>
- [2o]: <http://informationuniversal.blogspot.mx/2014/05/sismo-del-8-de-mayo-guerrero-mexico-mag.html>
- [2p]: <http://blogcires.mx/tag/sismo-del-8-de-mayo-2014/>
- [2q]: [http://www2.ssn.unam.mx:8080/website/jsp/localizacion.jsp?&archivo=140510\\_023601.gif&evento=197&fecha=2014-05-10&hora=02:36:01&latitud=17.06&longitud=-100.95&profundidad=12&magnitud=6.1&epicentro=38%20km%20al%20SUROESTE%20de%20%20TECPAN,%20GRO%20%20%20%20%20%20%20&regresar=catalogo1](http://www2.ssn.unam.mx:8080/website/jsp/localizacion.jsp?&archivo=140510_023601.gif&evento=197&fecha=2014-05-10&hora=02:36:01&latitud=17.06&longitud=-100.95&profundidad=12&magnitud=6.1&epicentro=38%20km%20al%20SUROESTE%20de%20%20TECPAN,%20GRO%20%20%20%20%20%20%20&regresar=catalogo1)
- [2r]: <http://eleconomista.com.mx/sociedad/2014/05/21/se-registra-sismo-6-grados-epicentro-oaxaca>
- [2s]: <http://www.zocalo.com.mx/seccion/articulo/ajustan-a-5.8-grados-richter-magnitud-de-sismo-en-oaxaca-1400676954>
- [2t]: <http://www.quadratin.com.mx/sucesos/Latente-desde-hace-varios-anos-la-posibilidad-de-un-temblor-importante/>
- [2u]: [http://eldiariodetaxco.com/index.php?option=com\\_content&view=article&id=33175:estatales&catid=43:estatales&Itemid=14](http://eldiariodetaxco.com/index.php?option=com_content&view=article&id=33175:estatales&catid=43:estatales&Itemid=14)



[2v]: <http://www.elnorte.com/aplicaciones/articulo/default.aspx?id=213107>

[2x]: <http://www.novedadesacapulco.mx/la-costa/permanece-cerrado-puente-el-cuajilote-por-danos-en-la-estructura>

[2y]: <http://blogdiariodeguerrero.blogspot.mx/2014/05/paso-provisional-asfaltado-sustituye-al.html>

[2z]: <http://www.eluniversal.com.mx/estados/2014/puente-sismo-circulacion-1006927.html>

[1.1] Figura 1.1: <http://mexico.cnn.com/nacional/2012/11/15/mexico-pais-con-alta-sismicidad-por-interaccion-de-5-placas-tectonicas>

[1.2] Figura 1.2: <http://www.quadratin.com.mx/sucesos/Latente-desde-hace-varios-anos-la-posibilidad-de-un-temblor-importante/>

[1.3] Figura 1.3 a): [http://www.eas.slu.edu/eqc/eqc\\_photos/1933LBeq/88.html](http://www.eas.slu.edu/eqc/eqc_photos/1933LBeq/88.html).

Figura 1.3 b): [http://www.eas.slu.edu/eqc/eqc\\_photos/1933LBeq/002.html](http://www.eas.slu.edu/eqc/eqc_photos/1933LBeq/002.html)

[1.4] Figura 1.4 (izquierda): <http://fineartamerica.com/featured/1971-san-fernando-earthquake-collapsed-everett.html>

Figura 1.4 (derecha): <http://www.torquenews.com/397/who-can-stop-these-dangerous-bridges-falling-down>

[1.5] Figura 1.5: <http://bridge-collaboration.pbworks.com/w/page/11134507/Mother%20Nature%20as%20a%20Cause%20of%20Failure#footnote-7>

[1.6] Figura 1.6: <http://web.ics.purdue.edu/~braile/edumod/eqphotos/eqphotos1.htm>

[1.7] Figura 1.7: <http://www.telegraph.co.uk/finance/comment/jeremy-warner/8381742/Why-mountainous-public-debt-wont-constrain-Japans-recovery.html>

[1.10] Figura 1.10: <http://www.smate.wvu.edu/teched/geology/GeoHaz/eq-columns/eq-columns-05.JPG>

[1.11] Figura 1.11: <http://www.smate.wvu.edu/teched/geology/GeoHaz/eq-columns/eq-columns-03.JPG>

[1.12] Figura 1.12: <http://www.smate.wvu.edu/teched/geology/GeoHaz/eq-columns/eq-columns-02.JPG>

[1.13] Figura 1.13 a) <http://nisee.berkeley.edu/lessons/concretemm.html>

Figura 1.13 b) <http://www.smate.wvu.edu/teched/geology/eq-columns.html>

[2.1] Figura 2.1: <http://www.mapacarreteras.org/p156-mapa-carreteras-mexico.html>

[2.11] Figura 2.11: Base Mexicana de Sismos Fuertes (BMDSF) (2006)

[2.33] Figura 2.33: <http://cihuatlan.blogdiario.com/1239533820/>

[2.47] Figura 2.47: USGS ShakeMap for the 2014 Guerrero Earthquake (18 April 2014, 22:44:15)



[2.49] Figura 2.49: <http://informationuniversal.blogspot.mx/2014/05/sismo-del-8-de-mayo-guerrero-mexico-mag.html>

[2.50] Figura 2.50: [http://i.sdpnoticias.com/notas/2014/04/18/122306\\_sismo.tecpan\\_principal.jpg](http://i.sdpnoticias.com/notas/2014/04/18/122306_sismo.tecpan_principal.jpg)

Figura 2.50b: [http://eldiariodetaxco.com/index.php?option=com\\_content&view=article&id=33175:estatales&catid=43:estatales&Itemid=14](http://eldiariodetaxco.com/index.php?option=com_content&view=article&id=33175:estatales&catid=43:estatales&Itemid=14)

[2.51] Figura 2.51a: <http://www.novedadesacapulco.mx/la-costa/permanece-cerrado-puente-el-cuajilote-por-danos-en-la-estructura>

Figura 2.51b: <http://www.oem.com.mx/laprensa/notas/n3363557.htm>

[2.52] Figura 2.52a: <http://www.televisaregional.com/acapulco/noticias/Trabajos-de-reparacion-puente-vehicular-Cuajilote-256709621.html>

Figura 2.52b: <http://www.diariodezihuatanejo.mx/2014/04/trabaja-sct-en-la-reparacion-del-puente.html>

[2.53]: Figura 2.53: <http://www.obrasweb.mx/media/2014/05/08/l-cuajilote.jpg>

[2.54]: Figura 2.54: <http://www.obrasweb.mx/media/2014/05/08/el-cuajilote-1.jpg>

[2.55]: Figura 2.55: <http://notus.com.mx/colapsa-puente-de-tecpan-por-sismo-de-6-4-grados-richter/>

[2.56]: Figura 2.56: <http://www.oem.com.mx/elsoldetoluca/notas/n3392687.htm>

[14] Figura 3.7: <http://concretoestructural.blogspot.mx/2013/05/uso-de-barras-de-refuerzo-de-acero-astm.html>

[15] Figura 3.8: <http://nees.berkeley.edu/Projects/reports/PEER-rood-moehle-report.pdf>

[16] Figura 3.9: <http://www.hrc-usa.com/photos/?album=1&gallery=8&nggpage=2>

[17] Figura 3.10: <http://www.construnario.com/notiweb/25014/mapei-pionera-en-espana-en-la-obtencion-del-dit-para-los-sistemas-de-refuerzo-de-estructuras-de-hormigon-armado-con-fibra-de-carbono>

[18] Figura 5.2: <http://pubs.usgs.gov/fs/1995/fs225-95/>

[19] Figura 5.3: <http://rbconspro.wordpress.com/2009/11/14/reforzamiento-estructural-con-fibras-de-carbono/>

[20] Figura 5.4: <http://en.structurae.de/products/data/index.cfm?id=47>

[21] Figura 5.5: <http://www.freyssinet.es/wp/?cat=18>

[22] Figura 5.6: [http://www.wsdot.wa.gov/Projects/I90/EastsideBridgesSeismic/EastsideSeismic\\_visuals.htm](http://www.wsdot.wa.gov/Projects/I90/EastsideBridgesSeismic/EastsideSeismic_visuals.htm)

[23] Figura 5.7: <http://zonau.com.mx/notas/466/Esta-semana-en-la-columna>

[24] Figura 5.8: [http://pilemedic.com/esp/pilotes\\_madera.php](http://pilemedic.com/esp/pilotes_madera.php)

[25] Figura 5.9: <http://www.bomainpasa.com/projectes1.php?ac=3&an=2&g1=28&e=6317>



- [26] Figura 5.10: <http://www.construaprende.com/docs/presentaciones/381-sistema-fricon-reforzamiento-puentes-concreto>
- [27] Figura 5.22: Adaptada del catálogo “F115RefuerzoEstructuralFibrasCarbono.pdf”. [www.mex.sika.com](http://www.mex.sika.com)
- [28] Figura 6.1: <http://www.structuremag.org/article.aspx?articleID=376>
- [29] Figura 6.2: Versión digital número 9, 2010. “puente\_cutzamala\_2012.pdf”. [www.mex.sika.com](http://www.mex.sika.com)
- [30] Figura 6.3: Adaptada del catálogo “F115RefuerzoEstructuralFibrasCarbono.pdf”. [www.mex.sika.com](http://www.mex.sika.com)
- [31] Figura 6.4: [http://www.virginiadot.org/vtrc/main/online\\_reports/pdf/05-cr24.pdf](http://www.virginiadot.org/vtrc/main/online_reports/pdf/05-cr24.pdf)
- [32] Figura 6.5: Readaptada de “wrap\_struct\_strength.pdf”. [www.mex.sika.com](http://www.mex.sika.com)
- [33] Figura 6.6: <http://www.ebay.it/itm/LAMINA-SIKA-2-75m-x1-2mmx100mm-tessuto-CARBONIO-RINFORZI-nautica-CALCESTRUZZO-/200468729720>
- [34] Figura 6.7: <http://www.structuremag.org/article.aspx?articleID=376>
- [35] Figura 6.8: “F115RefuerzoEstructuralFibrasCarbono.pdf”. [www.mex.sika.com](http://www.mex.sika.com)
- [36] Figura 6.10: <http://www.luckett-farley.com/frp-strengthening/>
- [A.19] Figura A.19: Diagrama de interacción C.19 adaptado de: Gonzáles Cuevas y Robles (2002). **“Aspectos fundamentales del concreto reforzado”**.3ra. Edición, Edit. Limusa. Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco.
- [A.20] Figura A.20: Adaptada del catálogo “F115RefuerzoEstructuralFibrasCarbono.pdf”. [www.mex.sika.com](http://www.mex.sika.com)



# APÉNDICES

---

## 7.1 PUENTES TIPO EN LA COSTA DEL PACÍFICO

La Tabla 7.1 presenta los 26 puentes tipo en la zona de la costa del Pacífico para los estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán, Colima y Jalisco. Los puentes están ordenados conforme al número de puentes que se tiene de cada uno de ellos. Además se presentan las propiedades geométricas y el material de la superestructura y subestructura.



Tabla 7.1. Puentes tipo








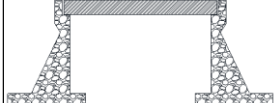
Punte tipo	Figura	No. de claros	Subestructura				Superestructura	Longitud de claro (m)				Longitud total (m)		Ancho total (m)		No. de puentes	
			Estribos		Pilas			Material	Mínima		Máxima		De	a	De		a
			Tipo	Material	Tipo	Material			De	a	De	a					
1		1	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	-	-	Concreto Reforzado	-	-	-	-	4.8	45.7	5.0	35.9	479	
2		2	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	Pila Sólida	Mampostería	Concreto Reforzado	3.9	27.7	3.9	27.7	7.8	55.4	6.4	40.6	163	
3		3	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	Pila Sólida	Mampostería	Concreto Reforzado	3.0	27.5	3.8	36.5	10.6	83.6	6.7	37.0	136	
4		1	Estribo con Aleros Integrados	Concreto Reforzado	-	-	Concreto Presforzado	-	-	-	-	11.0	61.0	5.0	40.5	73	
5		1	Estribo con Aleros Integrados	Concreto Reforzado	-	-	Concreto Reforzado	-	-	-	-	6.3	34.0	2.6	31.6	56	
6		1	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	-	-	Concreto Presforzado	-	-	-	-	10.6	36.7	5.1	25.0	50	
7		1	Estribo con Aleros Integrados	Concreto Ciclópeo	-	-	Concreto Reforzado	-	-	-	-	6.5	32.0	7.4	14.5	41	
8		1	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	-	-	Concreto y Acero	-	-	-	-	6.5	51.0	7.8	14.3	41	












Tabla 7.1. Puentes tipo (continuación)

9		1	Enterr. Col./Pilotes con Cabez.	Concreto Reforzado	-	-	Concreto Presforzado	-	-	-	-	13.5	35.8	3.4	22.8	36
10		1	Enterr. Col./Pilotes con Cabez.	Concreto Reforzado	-	-	Concreto Reforzado	-	-	-	-	10.5	47.3	6.0	21.8	32
11		3	Enterr. Col./Pilotes con Cabez.	Concreto Reforzado	2 o más Columnas, CABEZ. Común	Concreto Reforzado	Concreto Presforzado	10.0	39.3	16.7	54.0	40.0	147.3	5.1	21.8	22
12		3	Enterr. Col./Pilotes con Cabez.	Concreto Reforzado	2 o más Columnas, CABEZ. Común	Concreto Reforzado	Concreto Reforzado	9.1	30.0	10.5	33.0	30.9	93.0	6.0	18.0	18
13		3	Estribo con Aleros Integrados	Concreto Reforzado	Pila Sólida	Concreto Reforzado	Concreto Reforzado	7.5	28.8	7.5	35.0	22.5	87.1	7.8	18.4	17
14		2	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	Pila Sólida	Concreto Reforzado	Concreto Presforzado	15.3	30.9	16.5	45.5	31.8	76.4	4.8	13.5	16
15		2	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	Columna Sola con Cabezal	Concreto Reforzado	Concreto Presforzado	15.5	20.7	15.6	21.0	31.1	41.5	4.1	11.0	15
16		1	Estribo con Aleros Integrados	Concreto Ciclópeo	-	-	Concreto Presforzado	-	-	-	-	12.0	31.0	2.6	21.5	14
17		2	Enterr. Col./Pilotes con Cabez.	Concreto Reforzado	2 o más Columnas, CABEZ. Común	Concreto Reforzado	Concreto Presforzado	12.2	35.6	18.0	35.9	35.9	71.7	6.0	18.6	14



Tabla 7.1. Puentes tipo (continuación)

18		3	Enterr. Col./Pilotes con Cabez.	Concreto Reforzado	Pila Sólida	Concreto Reforzado	Concreto Reforzado	13.4	27.7	13.5	28.3	40.3	83.8	8.8	14.5	14
19		4	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	Pila Sólida	Mampostería	Concreto Reforzado	5.2	24.3	5.2	25.8	20.8	102.0	8.0	14.9	14
20		3	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	Columna Sola	Concreto Reforzado	Concreto Reforzado	10.1	34.8	10.6	35.3	31.2	104.6	7.9	11.6	13
21		3	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	Columna Sola con Cabezal	Concreto Reforzado	Concreto Reforzado	15.4	35.2	15.4	36.9	46.2	107.3	9.0	11.2	13
22		3	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	Pila Sólida	Mampostería	Concreto y Acero	5.2	22.9	6.8	37.2	20.0	97.0	7.6	11.7	13
23		5	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	Pila Sólida	Mampostería	Concreto Reforzado	3.5	20.6	3.9	20.6	18.0	103.1	7.6	12.8	13
24		3	Enterr. Col./Pilotes con Cabez.	Concreto Reforzado	Columna Sola con Cabezal	Concreto Reforzado	Concreto Reforzado	13.6	32.7	13.8	50.0	41.2	100.7	9.1	10.1	11
25		2	Estribo con Aleros Integrados	Mampostería	Pila Sólida	Mampostería	Concreto y Acero	3.0	20.4	3.0	20.4	8.3	40.8	8.9	25.0	10
26		3	Estribo con Aleros Integrados	Concreto Reforzado	Pila Sólida	Concreto Reforzado	Concreto Presforzado	10.6	30.4	22.5	30.9	47.0	91.8	8.0	18.5	10



## 7.2 CÁLCULO DE DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN (P-M) PARA COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

### 7.2.1 EJEMPLO i

Determinar el diagrama de interacción de la siguiente columna de concreto reforzado que tiene las dimensiones y distribución de refuerzo mostrados en la figura A.1.

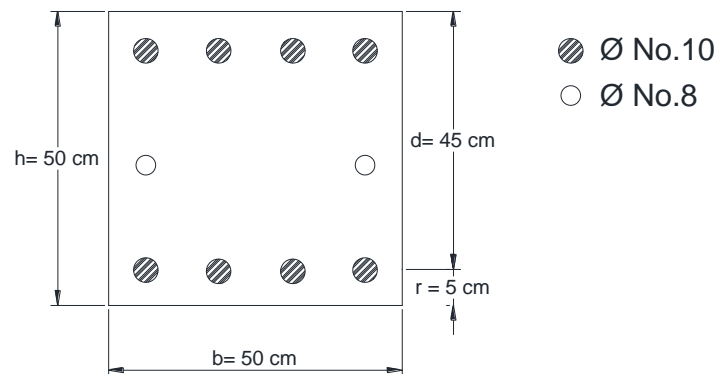


Figura 7.1. Columna cuadrada.

#### DATOS:

Concreto clase 1

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Acero G60

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

#### SOLUCIÓN:

Se trata de una sección cuadrada con distribución de acero simétrica.

Utilizando las hipótesis simplificadoras correspondientes a las NTC-Concreto 2004 se obtendrán los puntos principales del diagrama de interacción. Cabe mencionar que los valores calculados serán los correspondientes a valores nominales, es decir, sin afectarlos por sus respectivos factores de resistencia ( $F_r$ ).

- Cálculo del centroide plástico



De acuerdo con la norma mencionada anteriormente, se sabe que:

$$f_c^* = 0.80 f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore f_c'' = 0.85 f_c^* = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Las áreas de acero de cada lecho serán:

$$A_{s1} = 4\phi No.10 = 4(7.92 \text{ cm}^2) = 31.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 2\phi No.8 = 2(5.07 \text{ cm}^2) = 10.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = 4\phi No.10 = 4(7.92 \text{ cm}^2) = 31.68 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{sT} = \sum A_s = 73.5 \text{ cm}^2$$

Considerando a toda la sección trabajando en compresión y a su máxima capacidad. El centroide plástico será:

$$c_p = \frac{M}{P} = \frac{Pd_p}{P}$$

Donde:

$$P = f_c'' A_g + A_{sT} f_y$$

$$A_g = bh - A_{sT}$$

$$A_g \approx bh$$

$$A_g = 50 \times 50 = 2,500 \text{ cm}^2$$

Para efectos prácticos no se descontará el área de concreto desplazada por el acero ya que resulta mínima.

$$P = 170(2,500) + 73.5(4,200)$$

$$P = 425,000 + 308,700$$

$$P = 733,700 \text{ kg}$$

Tomando momentos respecto a la última fibra inferior (Figura A.2).

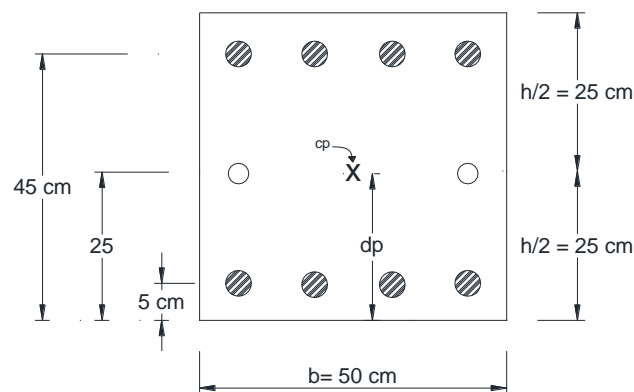




Figura 7.2. Cálculo del centroide plástico del ejemplo i.

$$M = f_c'' A_g (25) + A_{s1} f_y (45) + A_{s2} f_y (25) + A_{s3} f_y (5)$$

$$M = 425,000(25) + 31.68 f_y (45) + 10.14 f_y (25) + 31.68 f_y (5)$$

$$M = 10,625,000 + 5,987,520 + 1,064,700 + 664,280$$

$$M = 18,342,500 \text{ kg-cm}$$

$$\therefore$$

$$d_p = \frac{18,342,500}{733,700} = 25 \text{ cm}$$

$$d_p = 25 \text{ cm} \rightarrow c_p = 25 \text{ cm}$$

Se puede observar que el centroide plástico ( $c_p$ ) está ubicado a la mitad de la sección; con lo cual se corrobora que para secciones simétricas en forma y distribución del refuerzo, el centroide plástico coincide con el centroide geométrico.

- Cálculo de los puntos del diagrama

- 1) Punto de compresión pura

$$P_c = f_c'' A_g + A_{sT} f_y$$

$$P_c = 733,700 \text{ kg}$$

- 2) punto de tensión pura

De acuerdo con las hipótesis se ha establecido que el concreto no resiste tensiones. El signo negativo indica tensión.

$$P_t = A_{sT} f_y$$

$$P_t = 308,700 \text{ kg (-)}$$

$$P_t = -308,700 \text{ kg}$$

- 3) Obtención del punto de falla en comportamiento balanceado.

La deformación última del concreto es alcanzada al mismo tiempo que la deformación última del acero a tensión y en acuerdo con los modelos constitutivos utilizados (Figura A.3).

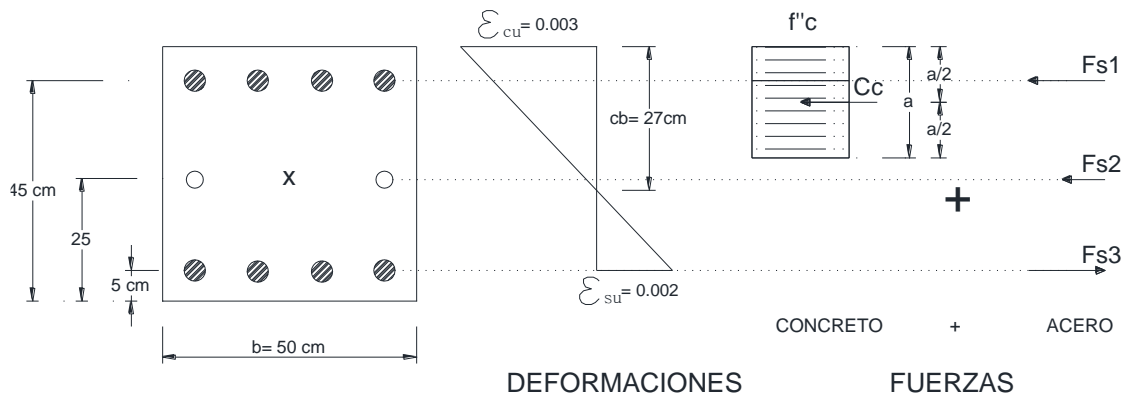


Figura 7.3. Diagrama de deformaciones y fuerzas para comportamiento balanceado.

Como  $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$a = \beta_1 c$$

$$a = 0.85c$$

Por triángulos semejantes:

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c_b} = \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}}{d}$$

$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{0.003 + 0.002}{45}$$

$$c_b = \frac{0.003(45)}{0.005} = 27 \text{ cm}$$

Deformaciones en el acero:

$$\epsilon_{sn} = \frac{c_b - d_n}{c_b} \epsilon_{cu}$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{27 - 5}{27} \times 0.003 = 0.0024 \rightarrow |\epsilon_{s1}| > \epsilon_u = 0.002 \therefore \text{Sí fluye}$$

El acero fluye de acuerdo con el modelo constitutivo considerado.

$$\epsilon_{s2} = \frac{27 - 25}{27} \times 0.003 = 0.00022 \rightarrow |\epsilon_{s2}| < \epsilon_u \therefore \text{No fluye}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{27 - 45}{27} \times 0.003 = -0.002 \rightarrow |\epsilon_{s3}| = \epsilon_u \therefore \text{Sí fluye}$$

El signo negativo indica tensión.



Esfuerzos en el acero:

$$|\varepsilon_s| < 0.002; f_s = E_s \varepsilon_s$$

$$|\varepsilon_s| \geq 0.002; f_s = f_y$$

$$f_{s1} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = E_s \varepsilon_{s1} = (2 \times 10^6)(0.00022) = 440 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = f_y = -4200 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerzas en el acero:

$$F_s = A_s f_s$$

$$F_{s1} = A_{s1} f_{s1} = 133056 \text{ kg}$$

$$F_{s2} = A_{s2} f_{s2} = 4461.60 \text{ kg}$$

$$F_{s3} = A_{s3} f_{s3} = -133056 \text{ kg}$$

Fuerzas en el concreto:

$$C_c = f_c'' ab$$

$$C_c = 170(0.85c_b \times 50) = 170(0.85 \times 27 \times 50)$$

$$C_c = 195075 \text{ kg}$$

Calculo de "P<sub>b</sub>":

$$P = C_c + \sum F_s$$

$$P = C_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3}$$

$$P = 195,075 + 133,056 + 4,461.6 + (-133,056)$$

$$P = 199,536.6 \text{ kg}$$

Calculo de "M<sub>b</sub>":



Fuerza (kg)	Brazo (cm)*	Momento (kg-cm)
$C_c = 195,075$	$13.53^{**}$	$2,638,389.38$
$F_{s1} = 133,056$	20	$2,661,120$
$F_{s2} = 4,461.6$	0	0
$F_{s3} = -133,056$	-20	$2,638,389.38$
	$\Sigma =$	$7,960,629.38$

\* Respecto a centroide plástico

\*\*  $c_p \frac{a}{2}$

4) Punto de flexión pura (punto cercano)

Es necesario realizar varias iteraciones para poder encontrar con precisión este punto. Las fuerzas de compresión y de tensión deberán ser iguales para anularse y solo la flexión estará presente. Solo se calcularán un par de puntos cercanos que nos ayudarán a predecir la curvatura del diagrama.

Considerando que la profundidad del eje neutro se encuentra a  $c = 27$  cm, es necesario proponer una menor profundidad de éste, la cual haga que "P" se acerque lo más posible a cero (Figura A.4).

Se propone:

$$c = 0.60c_b$$

$$c = 0.60 \times 27$$

$$c = 16.2 \text{ cm}$$

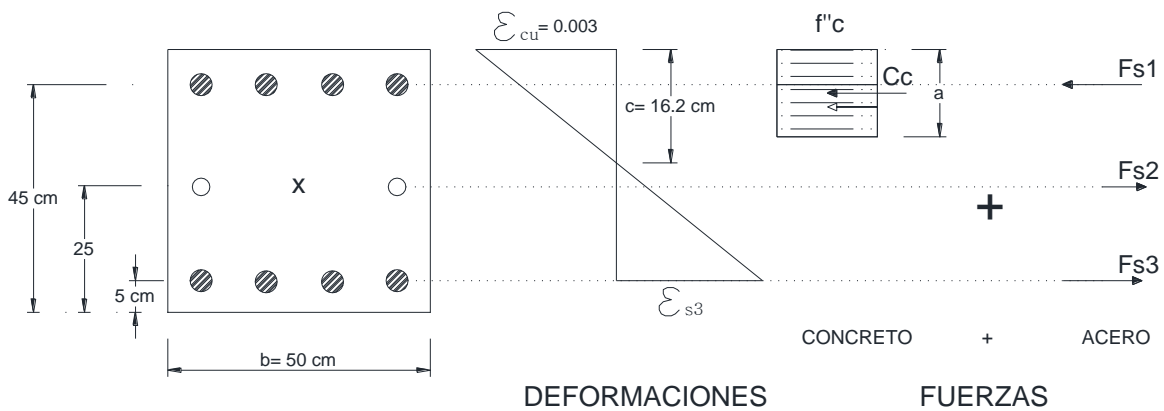


Figura 7.4. Diagrama de deformaciones y fuerzas para  $c = 16.2$  cm.

Se realiza nuevamente todo el proceso de cálculo:



$$\varepsilon_{sn} = \frac{c - d_n}{c} \varepsilon_{cu}$$

$$|\varepsilon_s| < 0.002 \rightarrow f_s = E_s \varepsilon_s; |\varepsilon_s| \geq 0.002 \rightarrow f_s = f_y$$

$$F_s = A_s f_s$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{16.2 - 5}{16.2} \times 0.003 = 0.00207 \therefore \text{Sí fluye}$$

$$f_{s1} = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_1 = 31.68 \times 4,200 = 133,056 \text{ kg}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{16.2 - 25}{16.2} \times 0.003 = -0.0016 \therefore \text{No fluye}$$

$$f_{s2} = (2 \times 10^6)(-0.0016) = -3,259.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_2 = 10.16 \times (-3,259.26) = -33,114.08 \text{ kg}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{16.2 - 45}{16.2} \times 0.003 = -0.0053 \therefore \text{Sí fluye}$$

$$f_{s3} = -4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_3 = 31.68 \times (-4,200) = -13,3056 \text{ kg}$$

$$P = C_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3}$$

$$P = [170 \times (0.85 \times 16.2) \times 50] + 133056 - 33114.08 - 133056$$

$$P = [117045] - 33114.08$$

$$P = 83931 \text{ kg}$$

Fuerza (kg)	Brazo (cm)*	Momento (kg · cm)
$C_c = 117,045$	18.12**	2,120,270.18
$F_{s1} = 133,056$	20	2,661,120
$F_{s2} = -33,114.08$	0	0
$F_{s3} = -133,056$	-20	2,661,120
	$\Sigma =$	7,442,510.18

\* Respecto a centroide plástico

\*\*  $c_p = \frac{a}{2}$



Puede observarse que la fuerza "P" disminuye considerablemente. Ahora se intentará reducir aún más la profundidad del eje neutro tal que "P" se aproxime más a cero (Figura A.5).

Por lo que se propone:

$$c = 0.40c_b$$

$$c = 0.40 \times 27$$

$$c = 10.8 \text{ cm}$$

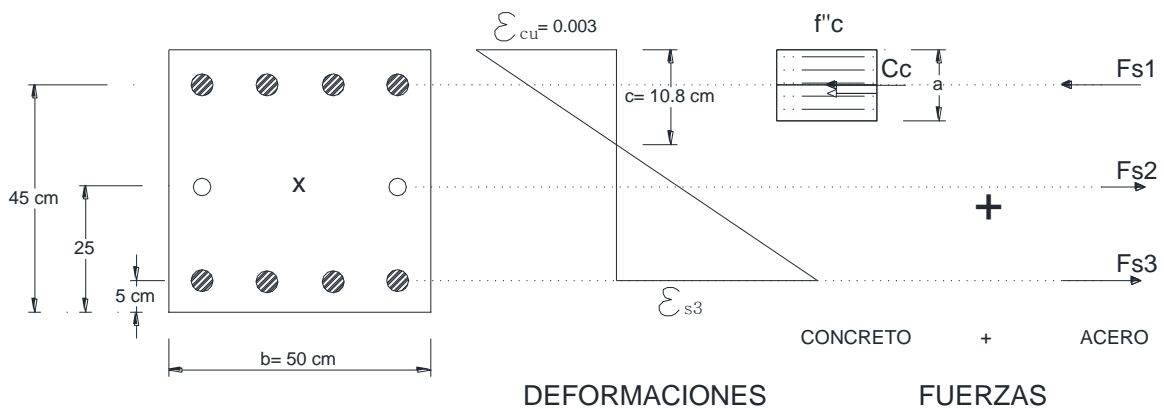


Figura 7.5. Diagrama de deformaciones y fuerzas para  $c = 10.8 \text{ cm}$ .

Se realiza nuevamente todo el proceso de cálculo:

$$\varepsilon_{sn} = \frac{c - d_n}{c} \varepsilon_{cu}$$

$$|\varepsilon_s| < 0.002 \rightarrow f_s = E_s \varepsilon_s; |\varepsilon_s| \geq 0.002 \rightarrow f_s = f_y$$

$$F_s = A_s f_s$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{10.8 - 5}{10.8} \times 0.003 = 0.0016 \therefore \text{No fluye}$$

$$f_{s1} = (2 \times 10^6)(0.0016) = 3,222.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_1 = 31.68 \times 3,222.22 = 102,079.93 \text{ kg}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{10.8 - 25}{10.8} \times 0.003 = -0.0039 \therefore \text{Sí fluye}$$

$$f_{s2} = -4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_2 = 10.16 \times (-4,200) = -42,588 \text{ kg}$$



$\varepsilon_{s3} > 0.002 \therefore$  Sí fluye

$$f_{s3} = -4,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_3 = 31.68 \times (-4,200) = -133,056 \text{ kg}$$

$$P = C_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3}$$

$$P = [170 \times (0.85 \times 10.8) \times 50] + 102,079.93 - 42,588 - 133,056$$

$$P = [78030] - 73,564.07$$

$$P = 4,465.93 \text{ kg}$$

Fuerza (kg)	Brazo (cm)*	Momento (kg-cm)
$C_c = 78,030$	$20.41^{**}$	$1,592,592.3$
$F_{s1} = 102,079.93$	$20$	$2,041,598.6$
$F_{s2} = -42,588$	$0$	$0$
$F_{s3} = -133,056$	$-20$	$2,661,120$
	$\Sigma =$	$6,295,310.9$

\* Respecto a centroide plástico

\*\*  $c_p - \frac{a}{2}$

Puede observarse que “ $P \approx 0$ ” con lo cual el momento respectivo está muy cercano al momento de flexión pura “ $M_0$ ” y puede tomarse como tal para fines de trazo de la curva.

### 5) Puntos auxiliares

Para tener una mejor idea de la curvatura del diagrama es recomendable calcular algunos puntos auxiliares. Recordando que mientras mayor sea el número de puntos que formen la curva, mayor será la precisión al contar con una mejor discretización.

Se obtendrá un punto auxiliar entre el comportamiento balanceado y la compresión pura, es decir:  $27 < c < 50$  y otro tanto entre el punto de flexión pura y tensión pura:  $0 < c < 10$ . Entonces, se proponen:

$c = 35$  para la zona de falla a compresión.

$c = 5$  para la zona de falla a tensión.

Los puntos auxiliares entre la falla balanceada y la flexión pura fueron cubiertos en el inciso 4.

Se realiza el mismo procedimiento y se obtiene:

Para  $c = 35 \text{ cm}$



A(cm)	$\epsilon_s$	$f_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_s$ (kg)
$A_{s1} = 31.68$	0.0025	4,200	133,056
$A_{s2} = 10.14$	0.0008	1,714.29	17,382.86
$A_{s3} = 31.68$	-0.00085	-1,714.29	-54,308.57

$$C_c = 170(0.85 \times 35)50 = 252,875 \text{ kg}$$

$$P_{c=35} = 349,005.29 \text{ kg}$$

$$M_{c=35} = 6,307,650.80 \text{ kg-cm}$$

Para c = 5 cm

A(cm)	$\epsilon_s$	$f_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_s$ (kg)
$A_{s1} = 31.68$	0	0	0
$A_{s2} = 10.14$	-0.012	-4,200	-42,588
$A_{s3} = 31.68$	-0.0024	-4,200	-133,056

$$C_c = 170(0.85 \times 5)50 = 36,125 \text{ kg}$$

$$P_{c=5} = -139,519 \text{ kg}$$

$$M_{c=5} = 3,487,479.38 \text{ kg-cm}$$

- Resumen de puntos

Los puntos calculados se presentan en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2. Puntos principales del diagrama de interacción del ejemplo i

Punto	c (cm)	P (kg)	M (kg-cm)
Compresión pura (1)	≈50	733700	0
Auxiliar falla a compresión	35	349005.29	6307650.8
Falla balanceada (3)	27	199536	7960629.38
Auxiliar falla a compresión	16.2	83931	7442510.18
Flexión pura (punto cercano) (4)	10.8	4465.93	6295310.9
Auxiliar falla a tensión	5	-139519	3487479.38
Tensión pura (2)	≈0	-308700	0

- TRAZO DEL DIAGRAMA



Finalmente es necesario unir los puntos obtenidos mediante líneas. Como se mencionó anteriormente, mientras más puntos existan mejor será la curvatura descrita. El diagrama de interacción se presenta en la figura A.6.

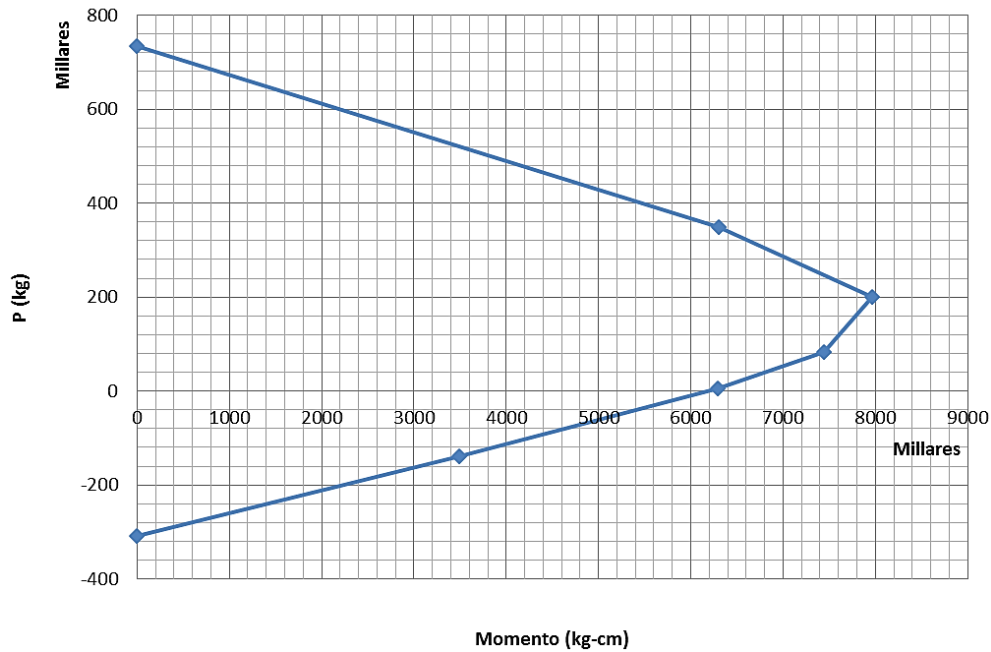


Figura 7.6. Diagrama de interacción para el ejemplo i.

### 7.2.2 EJEMPLO ii

Determinar el diagrama de interacción de la siguiente columna de concreto reforzado que tiene las dimensiones y distribución de refuerzo mostrados en la figura A.7.

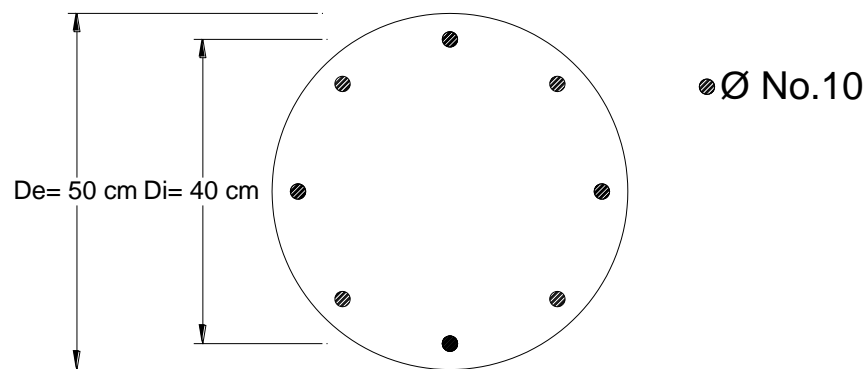




Figura 7.7. Columna circular.

Datos:

Concreto clase 1

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

Acero G60

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

SOLUCIÓN:

Utilizando las hipótesis simplificadoras correspondientes a las NTC-Concreto 2004 se obtendrán los puntos principales del diagrama de interacción. Cabe mencionar que los valores calculados serán los correspondientes a valores nominales, es decir, sin afectarlos por sus respectivos factores de resistencia ( $F_r$ ).

La sección corresponde a la de una columna circular con distribución de acero simétrica, por lo tanto, se hará la adaptación del bloque equivalente de concreto para su segmento de círculo en compresión con base en las fórmulas de la circunferencia y sus partes. Es necesario encontrar las distancias desde el desde la fibra superior hasta centroide de cada uno de los lechos de acero con objeto de poseer todas las medidas necesarias para el cálculo del diagrama.

- Fórmulas para la obtención de parámetros en una circunferencia

La figura A.8 presenta las expresiones para el cálculo de las áreas necesarias del bloque de compresión de una columna circular y las distancias de varillas.

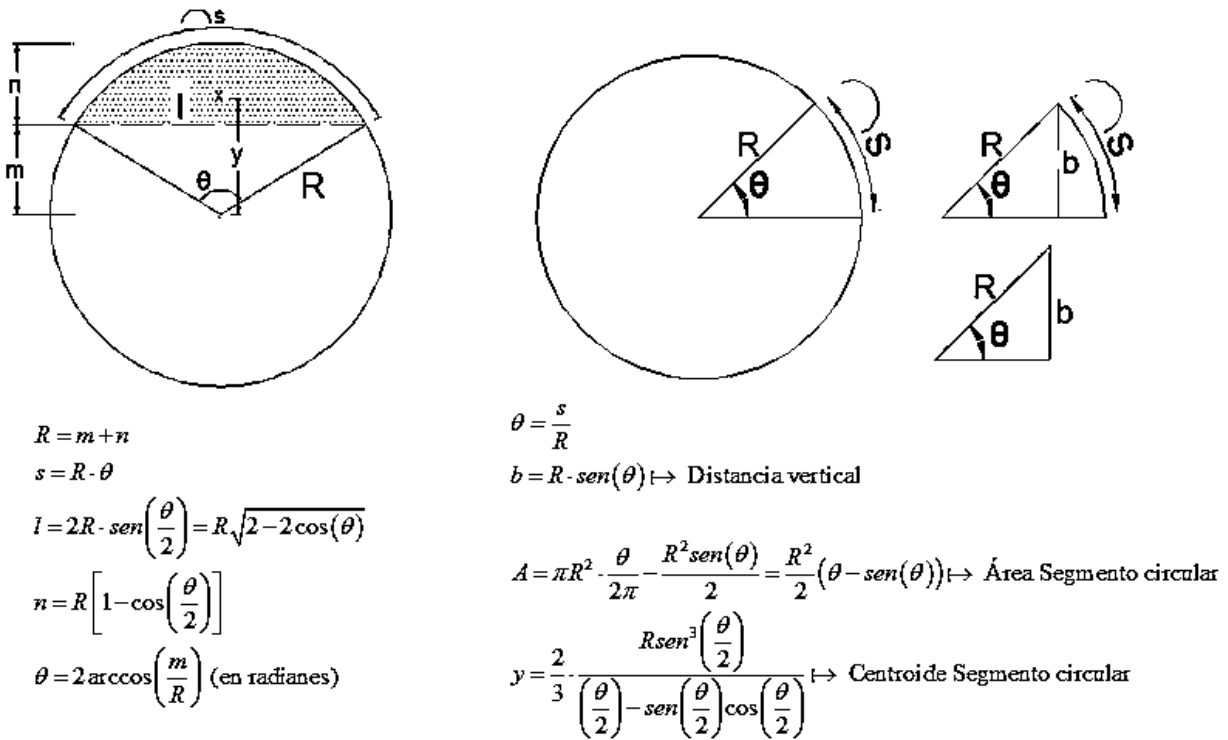
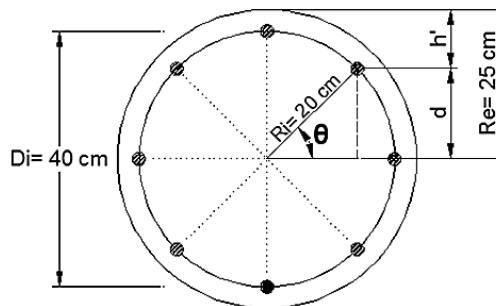


Figura 7.8. Expresiones para el cálculo de los parámetros de un segmento circular.

- Cálculo de las distancias de los lechos de acero

Conocida la longitud de arco (s) o el ángulo (θ) que forma ese arco (entre varilla y varilla), puede conocerse la distancia vertical desde el centro de la sección hasta el acero en estudio. La figura A.9 presenta las variables para el cálculo de las distancias.



$$\theta = \frac{\sphericalangle \text{ vuelta completa}}{\text{No. Segmentos}} \text{ (en radianes)}$$

Figura 7.9. Cálculo de distancias de varillas en una columna circular.



Cuando se cuenta con distribución simétrica en acero el ángulo puede encontrarse con:  $\theta = \frac{\pi \text{ vuelta completa}}{\text{No. de varillas}}$   
 y la longitud de arco con:  $s = \frac{\text{Perímetro}}{\text{No. de varillas}}$ .

Por lo tanto:

$$\theta = \frac{2\pi}{8} = \frac{\pi}{4} = 0.7854$$

$$d = R_i \text{sen}(\theta)$$

$$d = 20 \text{sen}(0.7854)$$

$$d = 14.14 \text{ cm}$$

$$h' = R_e - d$$

$$h' = 25 - 14.14$$

$$h' = 10.86 \text{ cm}$$

Si siguiendo el mismo procedimiento se calculan todas las distancias de los lechos de acero medidas desde la fibra superior (figura A.10).

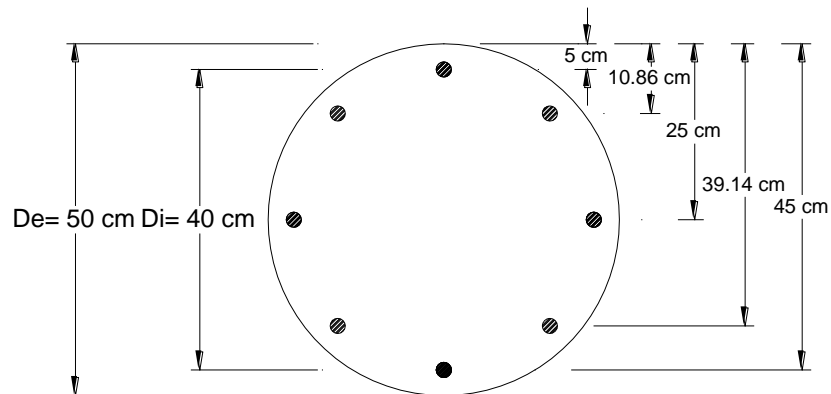


Figura 7.10. Distancias de los lechos de acero del ejemplo ii.

- Cálculo del centroide plástico

De acuerdo con la norma, se sabe que:



$$f_c^* = 0.80 f_c' = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore f_c'' = 0.85 f_c^* = 204 \text{ kg/cm}^2$$

Las áreas de acero de cada lecho serán:

$$A_{s1} = 1\phi \text{No.10} = 1(7.92 \text{ cm}^2) = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 2\phi \text{No.10} = 2(7.92 \text{ cm}^2) = 15.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = 2\phi \text{No.10} = 2(7.92 \text{ cm}^2) = 15.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s4} = 2\phi \text{No.10} = 2(7.92 \text{ cm}^2) = 15.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s5} = 1\phi \text{No.10} = 1(7.92 \text{ cm}^2) = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\therefore$$

$$A_{sT} = \sum A_s = 63.36 \text{ cm}^2$$

Considerando a toda la sección trabajando en compresión y a su máxima capacidad. El centroide plástico será:

$$c_p = \frac{M}{P} = \frac{Pd_p}{P}$$

Donde:

$$P = f_c'' A_g + A_{sT} f_y$$

$$A_g = \pi R^2 - A_{sT}$$

$$A_g \approx \pi R^2$$

$$A_g = \pi(25)^2 = 1,963.50 \text{ cm}^2$$

Para efectos prácticos no se descontará el área de concreto desplazada por el acero ya que resulta mínima.

$$P = 204(1,963.5) + 63.36(4,200)$$

$$P = 400,554 + 266,112$$

$$P = 666,666 \text{ kg}$$

Tomando momentos respecto a la última fibra en compresión (Figura A.11).

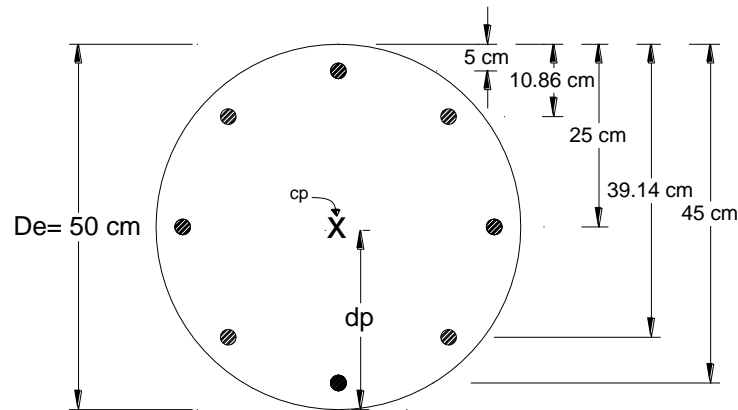


Figura 7.11. Cálculo del centroide plástico del ejemplo ii.

$$\begin{aligned}
 M &= f_c'' A_g (25) + A_{s1} f_y (5) + A_{s2} f_y (10.86) + A_{s3} f_y (25) + A_{s4} f_y (39.14) + A_{s5} f_y (45) \\
 M &= 400,554(25) + 7.92 f_y (5) + 15.84 f_y (10.86) + 15.84 f_y (25) + 15.84 f_y (39.14) + 7.92 f_y (45) \\
 M &= 100,138,550 + 166,320 + 722,494.08 + 166,320 + 2,603,905.92 + 1,496,880 \\
 M &= 16,666,626.6 \text{ kg-cm} \\
 \therefore \\
 d_p &= \frac{16,666,626.6}{666,666} = 25 \text{ cm} \\
 d_p &= 25 \text{ cm} \rightarrow c_p = 25 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Se puede observar que el centroide plástico (cp) está ubicado a la mitad de la sección; con lo cual puede corroborarse que para secciones simétricas en forma y refuerzo el centroide plástico coincide con el centroide geométrico.

- Cálculo de los puntos del diagrama

- 1) Punto de compresión pura

$$\begin{aligned}
 P_c &= f_c'' A_g + A_{sT} f_y \\
 P_c &= 666,666 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- 2) Punto de tensión pura

De acuerdo con las hipótesis se ha establecido que el concreto no resiste tensiones. El signo negativo indica tensión.



$$P_t = A_{sT} f_y$$

$$P_t = 266,112 \text{ kg (-)}$$

$$P_t = -266,112 \text{ kg}$$

3) Obtención del punto de falla en comportamiento balanceado

La deformación última del concreto es alcanzada al mismo tiempo que la deformación última del acero a tensión y en acuerdo con los modelos constitutivos utilizados (Figura A.12).

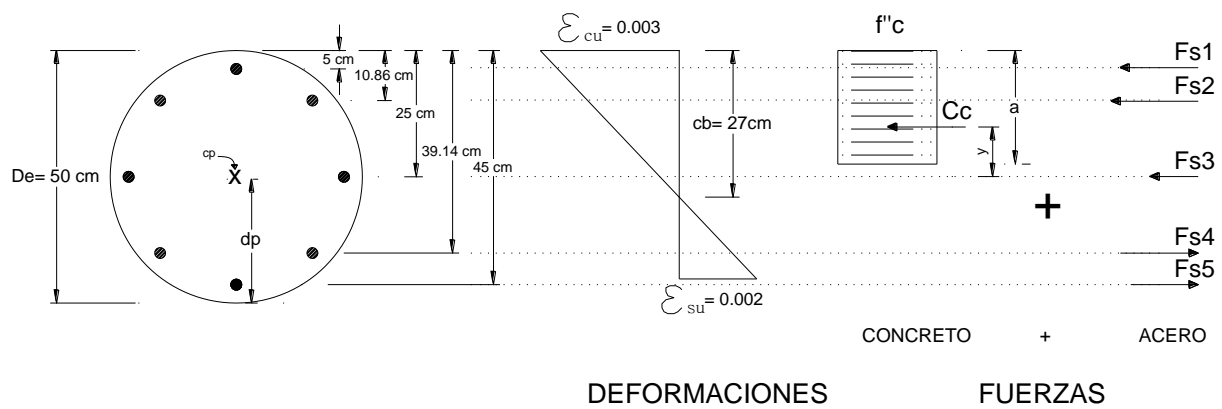


Figura 7.12. Diagrama de deformaciones y fuerzas para comportamiento balanceado.

Como  $f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$a = \beta_1 c$$

$$a = 0.85c$$

Para calcular el área del bloque equivalente, de las formulas del círculo:  $n = a$

Por triángulos semejantes:

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c_b} = \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}}{d}$$

$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{0.003 + 0.002}{45}$$

$$c_b = \frac{0.003(45)}{0.005} = 27 \text{ cm}$$

La figura A.13 presenta las variables a calcular.

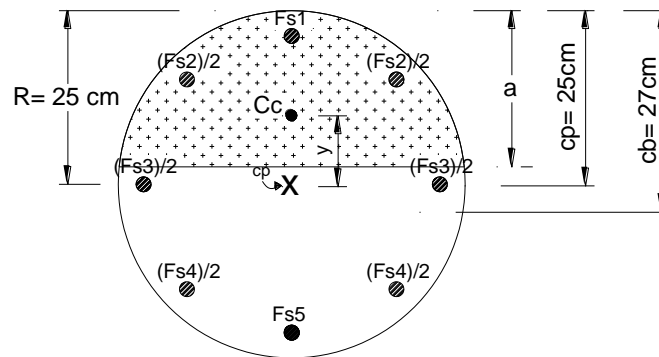


Figura 7.13. Esquema de esfuerzos para comportamiento balanceado.

Deformaciones en el acero:

$$\varepsilon_{sn} = \frac{c_b - d_n}{c_b} \varepsilon_{cu}$$

∴

$$\varepsilon_{s1} = \frac{27 - 5}{27} \times 0.003 = 0.0024 \rightarrow |\varepsilon_{s1}| > \varepsilon_u = 0.002 \therefore \text{Sí fluye}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{27 - 10.86}{27} \times 0.003 = 0.00179 \rightarrow |\varepsilon_{s2}| < \varepsilon_u \therefore \text{No fluye}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{27 - 25}{27} \times 0.003 = -0.00022 \rightarrow |\varepsilon_{s3}| = \varepsilon_u \therefore \text{No fluye}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{27 - 39.14}{27} \times 0.003 = -0.00135 \rightarrow |\varepsilon_{s3}| = \varepsilon_u \therefore \text{No fluye}$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{27 - 45}{27} \times 0.003 = -0.002 \rightarrow |\varepsilon_{s3}| = \varepsilon_u \therefore \text{Sí fluye}$$

El signo negativo indica tensión.

Esfuerzos en el acero:



$$|\varepsilon_s| < 0.002; f_s = E_s \varepsilon_s$$

$$|\varepsilon_s| \geq 0.002; f_s = f_y$$

$\therefore$

$$f_{s1} = f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = E_s \varepsilon_{s1} = (2 \times 10^6)(0.00179) = 3,586.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = E_s \varepsilon_{s3} = (2 \times 10^6)(0.00022) = 444.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s4} = E_s \varepsilon_{s4} = (2 \times 10^6)(-0.00135) = -2,697.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s5} = f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerzas en el acero:

$$F_s = A_s f_s$$

$$F_{s1} = A_{s1} f_{s1} = 33,264 \text{ kg}$$

$$F_{s2} = A_{s2} f_{s2} = 56,812.80 \text{ kg}$$

$$F_{s3} = A_{s3} f_{s3} = 7,040 \text{ kg}$$

$$F_{s4} = A_{s4} f_{s4} = -42,732.80 \text{ kg}$$

$$F_{s5} = A_{s5} f_{s5} = -33,264 \text{ kg}$$

Fuerzas en el concreto:

$$C_c = f_c' c A_b$$

$$A_b = \frac{R^2}{2} (\theta - \text{sen}(\theta))$$

Donde:

$$\theta = 2 \arccos\left(\frac{R-a}{R}\right); a = \beta_1 c_b$$

$$a = 0.85(27) = 22.95 \text{ cm}$$

Entonces:

$$\theta = 2 \arccos\left(\frac{25-22.95}{25}\right) = 2.9774$$

$$\therefore A_b = \frac{25^2}{2} (2.9774 - \text{sen}(2.9774)) = 879.36 \text{ cm}^2$$

Finalmente:



$$C_c = 204 \cdot 879.36 = 179,389.99 \text{ kg}$$

Calculo de "P<sub>b</sub>":

$$P = C_c + \sum F_s$$

$$P = C_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5}$$

$$P = 179,389.99 + 33,264 + 56,812.80 + 7,040 + (-42,732.80) + (-33,264)$$

$$P = 200,509.99 \text{ kg}$$

Calculo de "M<sub>b</sub>":

El brazo de palanca del concreto se encuentra a:

$$y = \frac{2}{3} \frac{R \operatorname{sen}^3\left(\frac{\theta}{2}\right)}{\left(\frac{\theta}{2}\right) - \operatorname{sen}\left(\frac{\theta}{2}\right) \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)}$$

$$y = \frac{2}{3} \frac{R \operatorname{sen}^3\left(\frac{2.9774}{2}\right)}{\left(\frac{2.9774}{2}\right) - \operatorname{sen}\left(\frac{2.9774}{2}\right) \cos\left(\frac{2.9774}{2}\right)}$$

$$y = 11.73 \text{ cm}$$

Fuerza (kg)	Brazo (cm)*	Momento (kg-cm)
$C_c = 179,389.99$	$11.73^{**}$	2103,603.32
$F_{s1} = 33,264.00$	20	665,280
$F_{s2} = 56,812.80$	14.14	803,332.992
$F_{s3} = 7,040.00$	0	0
$F_{s4} = -42,732.80$	-14.14	604,241.792
$F_{s5} = -33,264.00$	-20	665,280
	$\Sigma =$	4,841,738.1

\* Respecto a centroide plástico  
 \*\* Cp-(R-y)=11.73 cm

En este caso, como el centroide plástico (c<sub>p</sub>) coincide con el centroide geométrico de la sección bruta, el brazo de palanca será igual al centroide del segmento de círculo (y) (Figura A.13).

4) Punto de flexión pura (punto cercano)



Es necesario realizar varias iteraciones para poder encontrar con precisión este punto. Las fuerzas de compresión y de tensión deberán ser iguales para anularse, debiendo existir solo la flexión. Solo se calcularán un par de puntos cercanos que nos ayudarán a predecir la curvatura del diagrama.

Considerando que la profundidad del eje neutro en que se alcanza la falla balanceada se encuentra a  $c = 27$  cm, es necesario proponer una menor profundidad de éste, la cual haga que "P" se acerque lo más posible a cero.

Proponemos la siguiente profundidad de eje neutro (Figura A.14):

$$c = 0.60c_b$$

$$c = 0.60 \times 27$$

$$c = 16.2 \text{ cm}$$

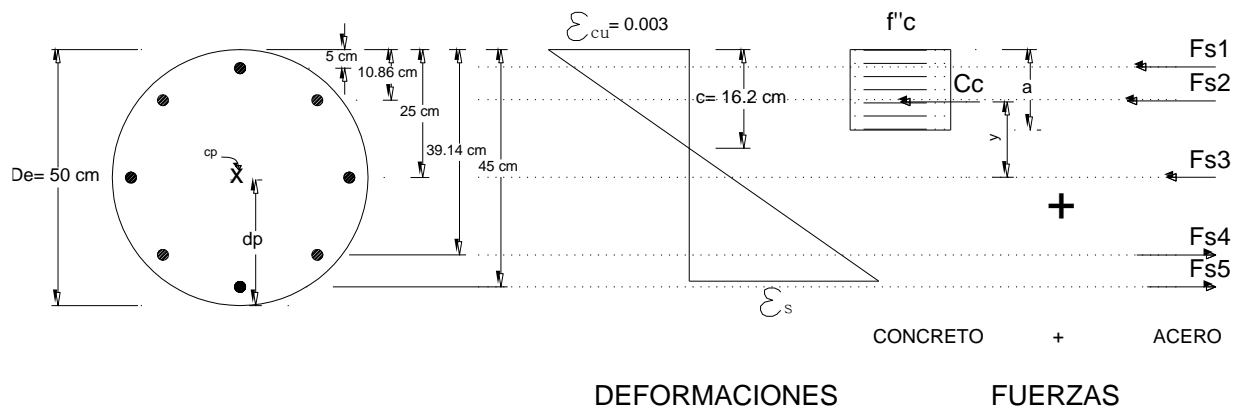


Figura 7.14. Diagrama de deformaciones y fuerzas para  $c = 16.2$  cm

Nuevamente se lleva a cabo todo el proceso de cálculo:

$$\varepsilon_{sn} = \frac{c - d_n}{c} \varepsilon_{cu}$$

$$|\varepsilon_s| < 0.002 \rightarrow f_s = E_s \varepsilon_s; |\varepsilon_s| \geq 0.002 \rightarrow f_s = f_y$$

$$F_s = A_s f_s$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{16.2 - 5}{16.2} \times 0.003 = 0.00207 \therefore \text{Sí fluye}$$

$$f_{s1} = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_1 = 7.92 \times 4,200 = 33,264 \text{ kg}$$



$$\varepsilon_{s2} = \frac{16.2 - 10.86}{16.2} \times 0.003 = 0.00099 \therefore \text{No fluye}$$

$$f_{s2} = (2 \times 10^6)(0.00099) = 1,977.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_2 = 15.84 \times (1,977.78) = 31,328.00 \text{ kg}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{16.2 - 25}{16.2} \times 0.003 = -0.00163 \therefore \text{No fluye}$$

$$f_{s3} = (2 \times 10^6)(-0.00163) = -3,259.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_3 = 15.84 \times (-3,259.26) = -51,626.67 \text{ kg}$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{16.2 - 39.14}{16.2} \times 0.003 = -0.00425 \therefore \text{Sí fluye}$$

$$f_{s4} = -4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_4 = 15.84 \times (-4200) = -66,528.00 \text{ kg}$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{16.2 - 45}{16.2} \times 0.003 = -0.00533 \therefore \text{Sí fluye}$$

$$f_{s5} = -4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_5 = 7.92 \times (-4,200) = -33,264.00 \text{ kg}$$

$$P = C_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5}$$

$$P = [204 \times A_{\beta_{lc}=13.77}] + 33,264.00 + 31,328.00 - 51,626.67 - 66,528.00 - 33,264.00$$

$$P = [204 \times 439.75] - 86,826.67$$

$$P = 89,708.66 - 86,826.67 \text{ kg}$$

$$P = 2,881.99 \text{ kg}$$

Fuerza (kg)	Brazo (cm)*	Momento (kg-cm)
$C_c = 89,708.66$	$16.89^{**}$	$1,515,452.47$
$F_{s1} = 33,264.00$	20	665,280
$F_{s2} = 31,328.00$	14.14	442,977.92
$F_{s3} = -51,626.67$	0	0
$F_{s4} = -66,528.00$	-14.14	940705.92
$F_{s5} = -33,264.00$	-20	665,280
	$\Sigma =$	4,229,696.31

\* Respecto a centroide plástico  
 \*\*  $C_p-(R-y)=11.73 \text{ cm}$



Puede observarse que para el valor del eje neutro ( $c$ ) propuesto, la fuerza “P” disminuye considerablemente. En este caso “ $P \approx 0$ ” con lo cual el momento respectivo está muy cercano al momento de flexión pura “ $M_0$ ” y puede tomarse como tal para fines de trazo de la curva (Figura A.15).

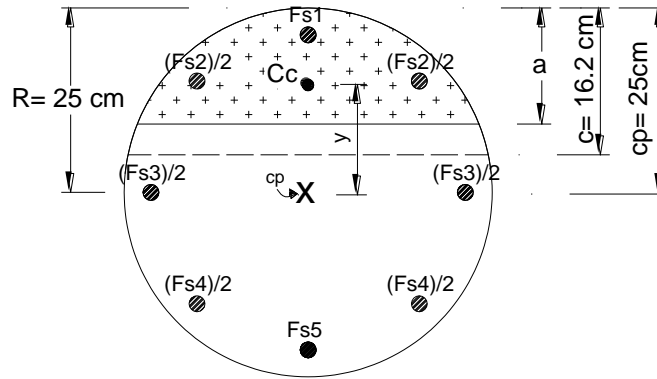


Figura 7.15. Eje neutro aproximado a la flexión pura.

#### 5) Puntos auxiliares

Para tener una mejor idea de la curvatura del diagrama es recomendable calcular algunos puntos auxiliares. Mientras mayor sea el número de puntos que formen la curva, mayor será la precisión al contar con una mejor discretización.

Se obtendrá un punto auxiliar entre el comportamiento balanceado y la compresión pura, es decir:  $27 < c < 50$ ; otro punto entre la flexión pura y tensión pura:  $16 < c < 27$  y; finalmente otro punto entre la falla balanceada y flexión pura:  $0 < c < 16$ . Entonces, se proponen:

$c = 35$  para la zona de falla a compresión por encima del punto balanceado

$c = 22$  para la zona de falla a compresión por debajo del punto balanceado

$c = 5$  para la zona de falla a tensión

Se realiza el mismo procedimiento y se obtiene:

Para  $c = 35$  cm

$a = 29.75$  cm

$\theta = 3.5239$

$y = 8.09$  cm

$$C_c = f'' c \times A_{\beta, c=29.75} = 204 \times 1,217.81 = 248,433.42 \text{ kg}$$



A(cm)	$\epsilon_s$	$f_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_s$ (kg)	Brazo(cm)*	Momento(kg-cm)
$A_{s1} = 7.92$	0.00257	4,200	33,264.00	20	665,280
$A_{s2} = 15.84$	0.00207	4,200.00	66,528.00	14.14	940,705.92
$A_{s3} = 15.84$	0.00086	1,714.29	271,54.29	0	0
$A_{s4} = 15.84$	-0.00035	-709.71	-11,241.87	-14.14	158,960.102
$A_{s5} = 7.92$	-0.00086	-1714.29	-13,577.14	-20	271,542.857
		$C_c =$	248,433.42	8.09**	2,010,976.08
		$\Sigma =$	350,560.69		4,047,464.96

\* Respecto a centroide plástico

\*\*  $C_p-(R-y) = 8.09$  cm

$$P_{c=35} = 350,560.69 \text{ kg}$$

$$M_{c=35} = 4,047,464.96 \text{ kg-cm}$$

Para  $c = 22$  cm

$$a = 18.7 \text{ cm}$$

$$\theta = 2.6321$$

$$y = 14.09 \text{ cm}$$

$$C_c = f'' c \times A_{\beta_1 c=18.7} = 204 \times 670.11 = 136,703.29 \text{ kg}$$



A(cm)	$\epsilon_s$	$f_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_s$ (kg)	Brazo(cm)*	Momento(kg-cm)
$A_{s1} = 7.92$	0.00232	4,200	33,264.00	20	665,280
$A_{s2} = 15.84$	0.00152	3,038.18	48,124.80	14.14	680,484.672
$A_{s3} = 15.84$	-0.00041	-818.18	-12,960.00	0	0
$A_{s4} = 15.84$	-0.00234	-4,200.00	-66,528.00	-14.14	940,705.92
$A_{s5} = 7.92$	-0.00314	-4,200.00	-33,264.00	-20	665,280
		$C_c =$	136,703.29	14.09**	1,925,829.45
		$\Sigma =$	105,340.09		4877580.05

\* Respecto a centroide plástico

\*\* Cp-(R-y)= 14.09 cm

$$P_{c=22} = 105,340.09 \text{ kg}$$

$$M_{c=22} = 4,877,580.05 \text{ kg-cm}$$

Para  $c = 5 \text{ cm}$

$$a = 4.25 \text{ cm}$$

$$\theta = 1.1834$$

$$y = 22.46 \text{ cm}$$

$$C_c = f''c \times A_{\beta, c=29.75} = 204 \times 80.47 = 16,414.99 \text{ kg}$$

A(cm)	$\epsilon_s$	$f_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_s$ (kg)	Brazo(cm)*	Momento(kg-cm)
$A_{s1} = 7.92$	0	0	0	20	0
$A_{s2} = 15.84$	-0.00352	-4,200.00	48,124.80	14.14	-940,705.92
$A_{s3} = 15.84$	-0.00041	-4,200.00	-66,528.00	0	0
$A_{s4} = 15.84$	-0.00234	-4,200.00	-66,528.00	-14.14	940,705.92
$A_{s5} = 7.92$	-0.00314	-4,200.00	-66,528.00	-20	665,280
		$C_c =$	16,414.99	22.46**	368,730.406
		$\Sigma =$	-216,433.01		1,034,010.41

\* Respecto a centroide plástico

\*\* Cp-(R-y)= 22.46 cm



$$P_{c=22} = -216,433.01 \text{ kg}$$

$$M_{c=22} = 1,034,010.41 \text{ kg-cm}$$

- Resumen de puntos

Los puntos calculados se presentan en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3. Puntos principales del diagrama de interacción del ejemplo ii.

Punto	c (cm)	P (kg)	M (kg-cm)
Compresión pura (1)	≈50	666666.00	0.00
Auxiliar falla a compresión	35	350560.69	4047464.96
Falla balanceada (3)	27	200509.99	4841738.10
Auxiliar falla a compresión	22	105340.09	4877580.05
Flexión pura (punto cercano) (4)	16.2	2881.99	4229696.31
Auxiliar falla a tensión	5	-216433.01	1034010.41
Tensión pura (2)	≈0	-266112.00	0.00

- Trazo del diagrama

Finalmente es necesario unir los puntos obtenidos mediante líneas. Como se mencionó anteriormente, mientras más puntos existan mejor será la curvatura descrita. El diagrama de interacción se presenta en la figura A.16.

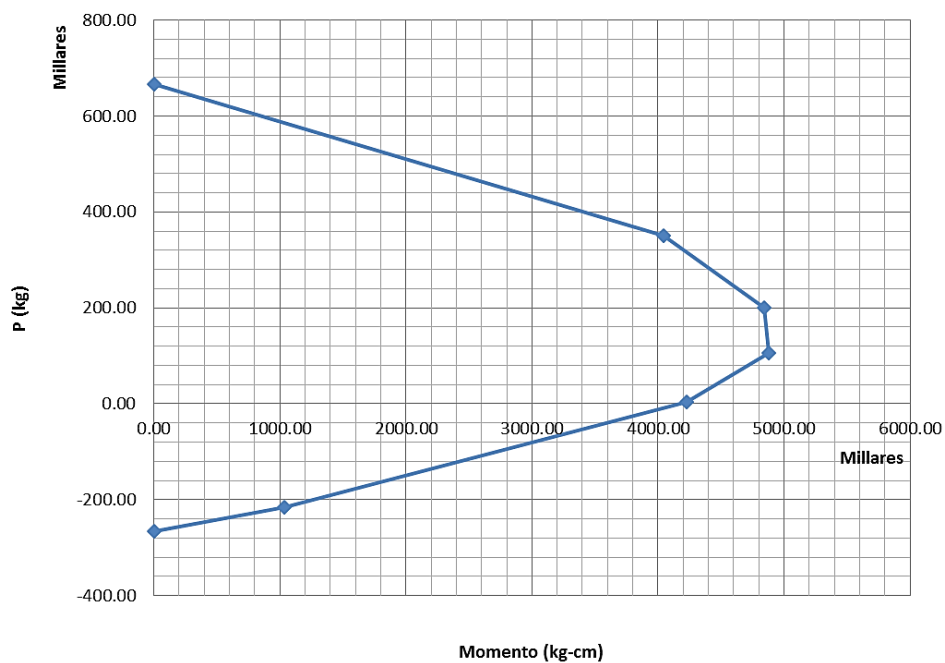




Figura 7.16. Diagrama de interacción para el ejemplo ii.

### 7.2.3 EJEMPLO iii

Utilizando el diagrama de interacción de la columna circular del ejemplo anterior (ejemplo ii), encontrar la carga y el momento que resiste para la excentricidad dada (figura A.17). Comparar los resultados obtenidos con los calculados a partir de diagramas de interacción existentes en la literatura.

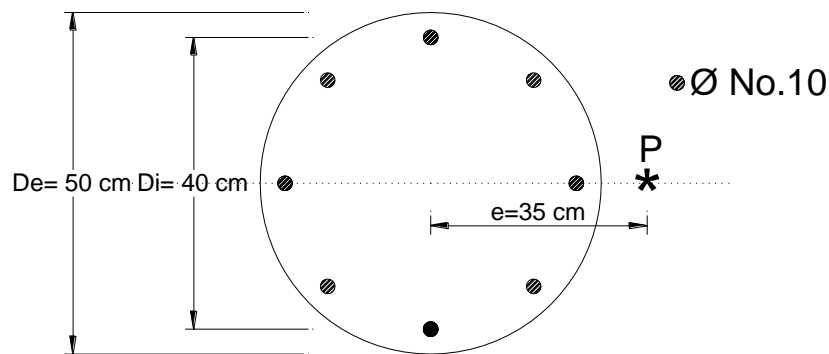


Figura 7.17. Columna circular con carga excentrica.

#### SOLUCIÓN:

El cálculo de los puntos principales del diagrama de interacción se presenta en el ejemplo ii. A partir de dicho diagrama de interacción obtendremos de manera gráfica los valores de resistencia.

Para establecer la línea que corresponde a “ $e=35\text{ cm}$ ”, suponemos un valor cualquiera de “ $P$ ”, a partir de este valor podemos determinar “ $M$ ” y así obtener el punto  $(M, P)$ . Unimos el origen con el punto  $(M, P)$  y extendemos la recta hasta la intersección con la curva de interacción. Dicha recta, desde el origen hasta la intersección será la recta  $e=35\text{ cm}$ . El punto de intersección corresponde a los valores buscados de  $M$  y  $P$  resistentes.



$$e = \frac{M}{P}$$

$$e = 35 = \frac{M}{P}$$

Para  $M = 3,000,000$  kg-cm

$$e = 35 = \frac{3,000,000}{P}$$

$$P = \frac{3,000,000}{35} = 85,714.29 \text{ kg}$$

Por lo tanto, el punto será:  $(3,000,000 ; 85,714.29)$

En la figura A.18 podemos ver que el punto de intersección tiene las coordenadas  $(860,000; 128,000)$ . Por lo tanto, la resistencia de la sección para las condiciones dadas será:

$$M = 4,840,000 \text{ kg-cm}$$

$$P = 128,000 \text{ kg}$$

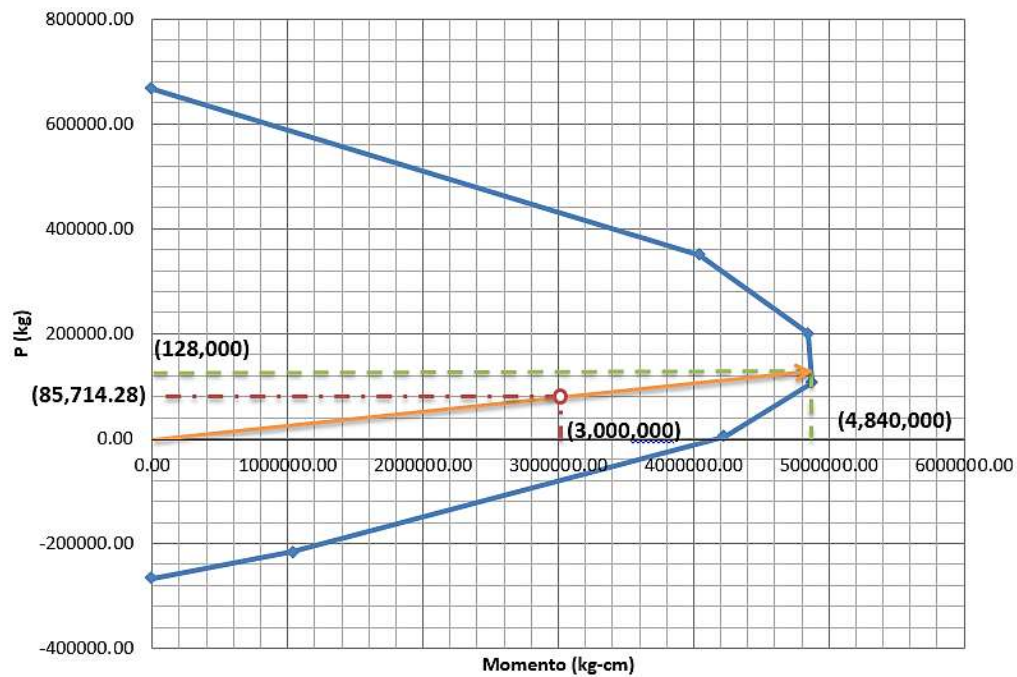




Figura 7.18. Cálculo del momento y carga axial resistente.

La comparación de este resultado se hará utilizando el diagrama de interacción de la figura A.19. El cálculo de los parámetros de entrada se presenta a continuación.

$$d/D = 40/50 = 0.8$$

$$e/D = 35/50 = 0.7$$

$$p = \frac{4A_s}{\pi D^2} = \frac{4 \times 63.36}{\pi \times 50^2} = 0.032$$

$$q = p \frac{f_y}{f_c} = 0.032 \frac{4200}{204} = 0.66$$

∴ Gráficamente obtenemos:

$$k = 0.17$$

$$R = 0.11$$

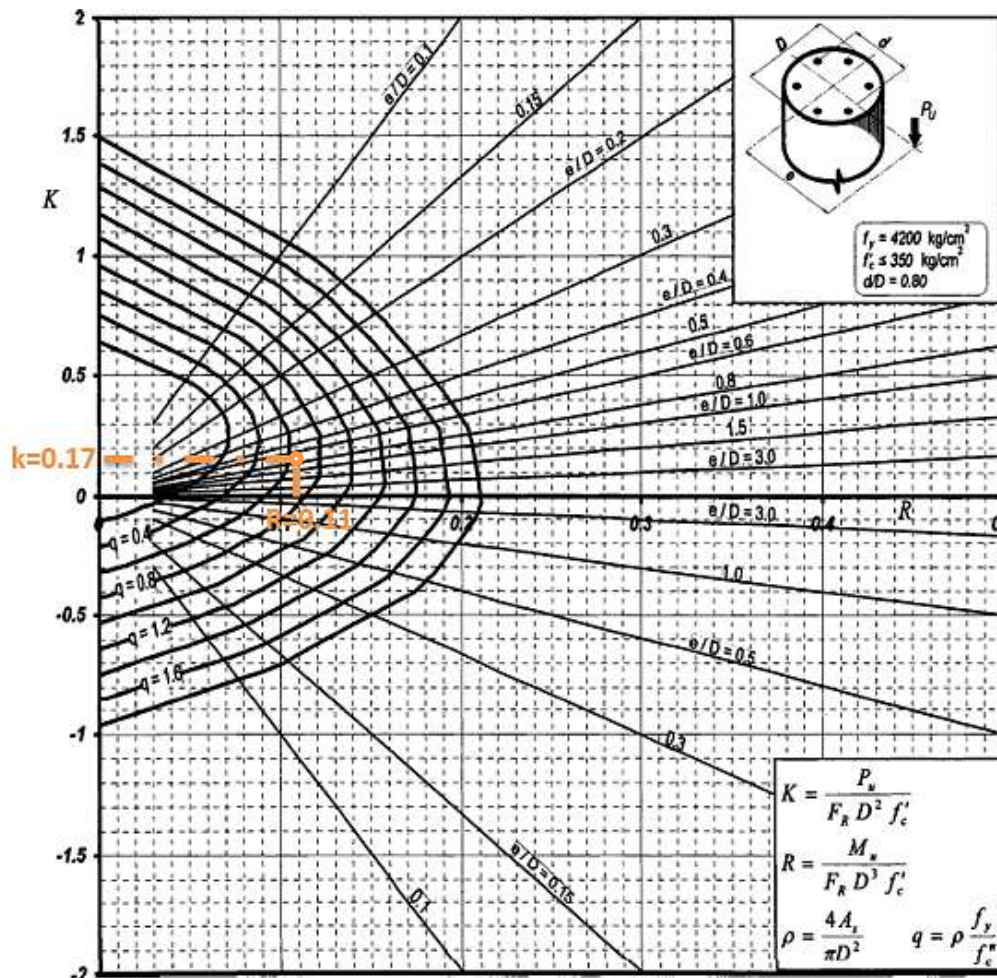


Figura 7.19. Diagrama de interacción C.19 [A.19].

A partir de los parámetros anteriores podemos calcular los valores de momento y carga axial.

$$P = kD^2 f'_c$$

$$M = RD^3 f'_c$$

Entonces:

$$P = 0.17 \times 50^2 \times 300 = 127,500 \text{ kg}$$

$$M = 0.11 \times 50^3 \times 300 = 412,5000 \text{ kg-cm}$$

Podemos observar que los valores obtenidos del diagrama calculado en el ejemplo ii y utilizando el de la figura A.19 son muy similares y presentan una pequeña diferencia por cuestiones de aproximación.



### 7.3 PROCESO DE APLICACIÓN MANUAL DE FRP

El procedimiento de aplicación sugerido por SIKA se presenta en la Figura 7.20.











Seco	Húmedo
<p>En el proceso de aplicación en seco, el tejido <b>SikaWrap®</b> se coloca directamente sobre el adhesivo de viscosidad media <b>Sikadur®-330</b> aplicado previamente sobre la superficie de hormigón.</p> <p><b>Ventaja: facilidad de aplicación.</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>El soporte debe estar limpio, libre de aceites, grasas, polvo, lechadas superficiales, pinturas antiguas, etc. Preparar el soporte mediante chorro de arena o lijado. Realiza una limpieza exhaustiva eliminando polvo, parte sueltas o mal adheridas.</li> <li>Inyectar fisuras. Las fisuras con anchura superior 0,25 mm se deben estabilizar usando métodos de inyección con resina epoxy.</li> <li>El soporte debe estar nivelado (irregularidades menores a 15 mm en 1 mm de longitud). En caso de necesitar una regularización, el mortero o resinas usado para la reparación debe haber curado completamente antes de la aplicación del tejido.</li> <li>Redondear las esquinas, según el método de aplicación o las especificaciones del proyecto (&gt;20 mm).</li> <li>El hormigón deberá tener unas resistencias mínimas según se especifica en la Hoja de Datos de Producto o las especificaciones del proyecto.</li> <li>Se debe prestar especial atención a las condiciones ambientales. Comprobar la temperatura del soporte, atmosférica y de los materiales, así como el punto de rocío. Durante la aplicación, la temperatura ambiente y del soporte, debe ser al menos</li> </ul>	<p>Se aplica con el sistema húmedo las fibras tejidas con un peso mayor de 300 g/m<sup>2</sup> y todas las fibras no tejidas. El tejido <b>SikaWrap®</b> se impregna con la resina <b>Sikadur®-300</b> bien con un saturador mecánico, o bien manualmente sobre una mesa de trabajo, y se aplica "húmedo" sobre el soporte.</p> <p><b>Ventaja: Sistema ideal para grandes aplicaciones y tejidos pesados y tupidos.</b></p>
<p><b>1</b> </p>	<p><b>1</b> </p>
<p><b>2</b>  Aplicación de <b>Sikadur®-330</b> sobre el soporte con llana o rodillo.</p>	<p><b>2</b>  Dar una capa de sellado con <b>Sikadur®-300</b> para soportes lisos y con <b>Sikadur®-330</b> para soportes rugosos.</p>
<p><b>3</b>  El tejido se aplica directamente sobre la resina.</p>	<p><b>3</b>  Impregna con <b>Sikadur®-300</b> el tejido bien manualmente o bien usando un saturador.</p>
<p><b>4</b>  El tejido se presiona con un rodillo especial para impregnación, sólo en la dirección de las fibras. El solape en la dirección de la fibra será &gt; 100 mm (dependiendo de le tipo de tejido) o lo que se especifique en el proyecto</p>	<p><b>4</b>  El tejido pre-humectado se extiende sobre la superficie previamente impregnada con resina.</p>
<p><b>5</b>  Se puede aplicar sobre la superficie, revestimientos cementosos o pinturas.</p>	<p><b>5</b>  Placas de protección, pinturas o morteros, pueden mejorar la resistencia a altas temperaturas.</p>

Figura 7.20. Aplicación de FRP [A.20]

## 7.4 PROPIEDADES DE FRP



En la Tabla 7.4 se presentan algunas de las propiedades de los principales productos elaborados por SIKA. Los datos presentados en esta tabla corresponden a valores nominales de pruebas de laboratorio y deben ajustarse de acuerdo al tipo de carga y el uso que se les quiera dar. Para mayor información se pueden consultar los catálogos de los productos en <http://mex.sika.com/>.

Tabla 7.4. Productos FRP SIKAWRAP.

SikaWrap® Fabrics Product Range							
Product Name SikaWrap®	Fiber Type	Fiber Strength (MPa)	Fiber Stiffness (GPa)	Areal Weight (g/m <sup>2</sup> )	Fabric Thickness (mm)*	Style (UD: unidirectional)	Preferred Application Method **
SikaWrap®-200C	Carbon	3900	230	200	0.111	Woven UD	Dry
SikaWrap® Hex-230C	Carbon	4100	230	220	0.122	Woven UD	Dry
SikaWrap®-300C	Carbon	3900	230	300	0.166	Woven UD	Dry or wet
SikaWrap®-103C	Carbon	3900	230	610	0.337	Woven UD	Wet
SikaWrap®-200C NW	Carbon	3900	230	200	0.111	Non-woven UD	Wet
SikaWrap®-300C NW	Carbon	3900	230	300	0.166	Non-woven UD	Wet
SikaWrap®-160C 0/90	Carbon	3800	230	160	0.046 (per direction)	Woven bidirectional	Dry
SikaWrap®-201C	High strength carbon	4900	230	200	0.110	Woven UD	Dry
SikaWrap®-231C	High strength carbon	4900	230	230	0.127	Woven UD	Dry
SikaWrap®-301C	High strength carbon	4900	230	300	0.167	Woven UD	Dry or wet
SikaWrap®-300C HiMod NW	High modulus carbon	2600	640	300	0.140	Non-woven UD	Wet
SikaWrap®-400C HiMod NW	High modulus carbon	2600	640	400	0.187	Non-woven UD	Wet
SikaWrap®-100G	E-Glass	2300	76	935	0.358	Woven UD	Wet
SikaWrap®-107G	E-Glass / Aramid	2300	76	955	0.347	Woven UD	Wet
SikaWrap®-430G	E-Glass	2300	76	430	0.172	Woven UD	Dry
SikaWrap®-300A	Aramid	2880	100	300	0.206	Woven UD	Wet
SikaWrap®-450A	Aramid	2880	100	450	0.309	Woven UD	Wet

\* Based on total unidirectional fiber content

\*\* All dry applied fabrics can also be wet applied

Sikadur® Impregnation Resins

	Sikadur®-300	Sikadur®-301	Sikadur®-330
Description	■ Low-viscous, solvent-free, 2-component impregnation resin on epoxy base ■ Long pot life for saturator use	■ Thixotropic, solvent-free, 2-component impregnation resin on epoxy base	■ Thixotropic, solvent-free, 2-component impregnation resin on epoxy base
Use	■ Impregnation resin for the wet application method ■ Primer for smooth substrate surface	■ Impregnation resin for the wet application method	■ Impregnation resin for the dry application method ■ Primer for rough substrate surface
Application Temperature Range (°C)	+15 ... + 40	+10 ... + 35	+10 ... + 35
Tensile Strength (MPa)	45	35	30
Pot Life (min./°C)	240 / +23	40 / +23	60 / +23
Tensile Modulus (MPa)	3500	3300	4500



## 7.5 ECUACIONES COMPLEMENTARIAS PARA EL CÁLCULO DE LOS DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS CON FRP (ACI 440.2R-08)

Sustituyendo las relaciones del modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado con FRP (ecuaciones 6.18 - 6.20) en las integrales generales para una sección rectangular o cuadrada (ecuaciones 6.16 y 6.17) y expresando el esfuerzo axial de compresión en función de la variable de integración (por triángulos similares), se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\phi P_n = \phi \left\{ \int_0^{y_t} \left[ E_c \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} y \right) - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f_c'} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} y \right)^2 \right] b dy + \int_0^{y_t} \left[ f_c' + E_2 \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} y \right) - \right] b dy + \sum A_{si} f_{si} \right\} \quad (7.1)$$

$$\phi M_n = \phi \left\{ \int_0^{y_t} \left[ E_c \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} y \right) - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f_c'} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} y \right)^2 \right] b \left( \frac{h}{2} - c + y \right) dy + \int_0^{y_t} \left[ f_c' + E_2 \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} y \right) - \right] b \left( \frac{h}{2} - c + y \right) dy + \sum A_{si} f_{si} d_{si} \right\} \quad (7.2)$$

Una vez que se integran y se reordenan los términos, la solución se presenta en las expresiones:

$$\phi P_n = \phi \left[ \left( A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D \right) + \sum A_{si} f_{si} \right] \quad (7.3)$$

$$\phi M_n = \phi \left[ \left( E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 + H(y_t) + I \right) + \sum A_{si} f_{si} d_{si} \right] \quad (7.4)$$



$$A = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{12f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad (7.5)$$

$$B = \frac{b(E_c - E_2)}{2} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \quad (7.6)$$

$$C = -bf'_c \quad (7.7)$$

$$D = bcf'_c + \frac{bcE_2}{2} \varepsilon_{ccu} \quad (7.8)$$

$$E = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{16f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad (7.9)$$

$$F = b \left( c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)^2}{12f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 + \frac{b(E_c - E_2)^2}{3} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \quad (7.10)$$

$$G = \frac{b}{2} f'_c + b \left( c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)}{2} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \quad (7.11)$$

$$H = bf'_c \left( c - \frac{h}{2} \right) \quad (7.12)$$

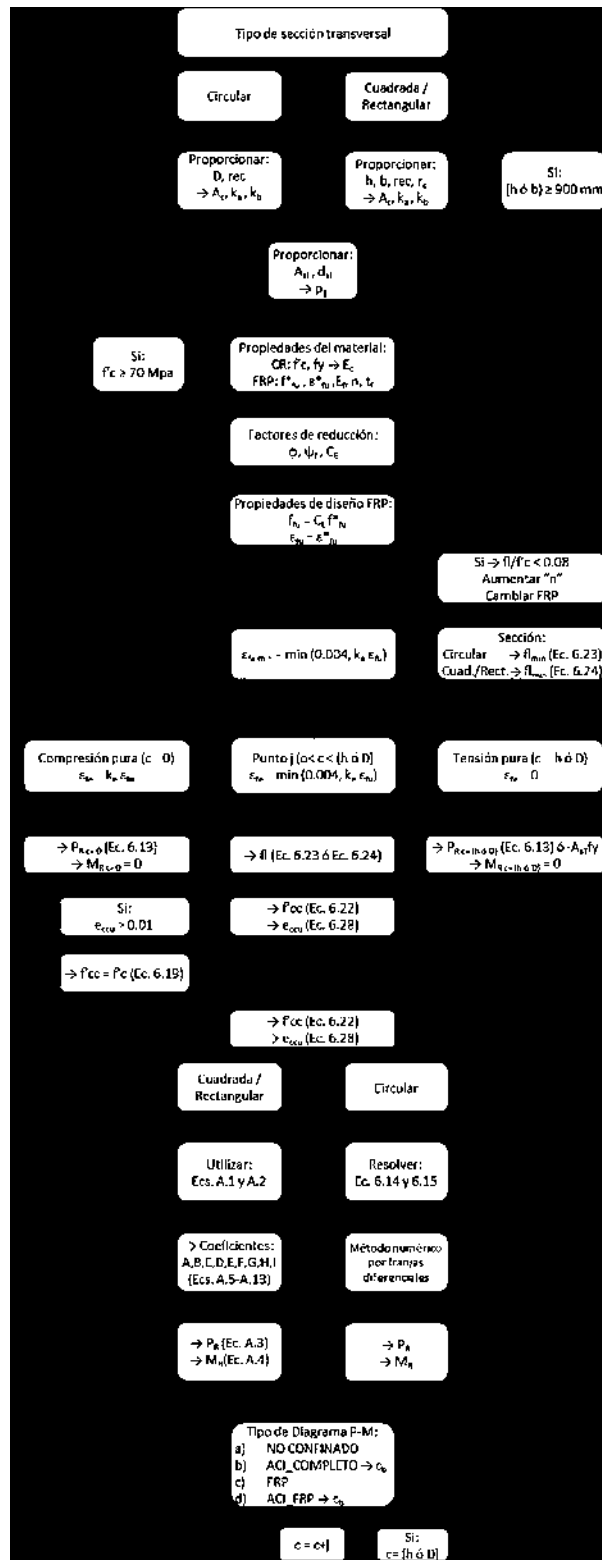
$$I = \frac{bc^2}{h} f'_c - bcf'_c \left( c - \frac{h}{2} \right) + \frac{bc^2 E_2}{3} \varepsilon_{ccu} - \frac{bcE_2}{2} \left( c - \frac{h}{2} \right) \varepsilon_{ccu} \quad (7.13)$$

$$c = \begin{cases} d & \rightarrow \text{Punto B} \\ d \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{ccu}} & \rightarrow \text{Punto C} \end{cases} \quad (7.14)$$

$$y_i = c \frac{\varepsilon'_i}{\varepsilon_{ccu}} \quad (7.15)$$



## 7.6 DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL CÁLCULO DE DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN P-M DE COLUMNAS CON FRP (ACI 440.2R-08)



## 7.7 COEFICIENTES DE EXPOSICIÓN AMBIENTAL



Los coeficientes de exposición ambiental proporcionados por ACI 440.2R-08 se presentan en la Tabla 7.5.

Tabla 7.5. Coeficientes de exposición ambiental.

<b>Factores de reducción ambiental y condiciones de exposición para distintos sistemas de FRP</b>		
Condición de exposición	Tipo de fibra	Factor de reducción $C_E$
Exposición interior	Carbono	0.95
	Vidrio	0.75
	Arámidas	0.85
Exposición exterior (Puentes, Pilas, Estacionamientos)	Carbono	0.85
	Vidrio	0.65
	Arámidas	0.75
Ambiente agresivo (Plantas químicas y plantas de tratamiento de aguas residuales)	Carbono	0.85
	Vidrio	0.5
	Arámidas	0.7



## 7.8 MANUALES DE USUARIO

Los programas elaborados en este trabajo han sido creados utilizando FORTRAN 90, el cual es un lenguaje de programación de alto nivel que está especialmente adaptado al cálculo numérico, a la computación científica y a las aplicaciones ingenieriles.

En códigos fuente de las aplicaciones se han escrito una serie de instrucciones que le indican al ordenador como realizar una serie de tareas de forma específica, primordialmente de carácter secuencial y lógico. La sintaxis de los programas permite, entre otras cosas: ingresar y leer datos, realizar operaciones aritméticas, mostrar en pantalla los resultados, almacenar y exportar datos, etc.

La interacción de las aplicaciones con el usuario se permite a través de la interfaz de la pantalla. Siguiendo las instrucciones de la pantalla y con ayuda del teclado es cómo se ingresan los datos solicitados de manera sencilla, rápida y secuencial.

La serie de programas presentados en lo sucesivo parten del supuesto conocimiento de las propiedades de la sección transversal: dimensiones, diámetro de varillas, la distribución del armado, resistencia del concreto y acero o incluso las características del FRP entre otras cosas.

### REQUISITOS:

- Sistema operativo Windows (32 /64 bits) en sus versiones XP, VISTA, 7, 8. Su ejecución en otras versiones o en otros sistemas operativos no ha sido comprobada.
- Los programas funcionan a través de archivos ejecutables (.exe) que no requieren de una instalación previa de algún otro tipo de software. El programa puede ser ejecutado desde cualquier sitio dentro de la computadora.
- Todos los archivos manejados por el programa (de lectura y/o de resultados) durante su uso deberán permanecer en la misma ubicación que el archivo ejecutable (dentro de la misma carpeta).
- No es necesario en primera instancia contar con los archivos de resultados, ya que los programas los pueden generar, sin embargo es posible que los reescriba por lo que se debe tener especial atención.

### FUNCIONAMIENTO:

La mayoría de las aplicaciones deberá emplearse ingresando valores en unidades congruentes, es decir el manejo de las cantidades deberá hacerse bajo el mismo sistema de medición y de la misma denominación. El empleo de uno u otro sistema se indica en cada apartado así como en las instrucciones de pantalla en la aplicación.

- ✓ Fuerzas-----Kg ó N
- ✓ Dimensiones-----cm ó mm
- ✓ Esfuerzos-----kg/cm<sup>2</sup> ó Mpa



El programa está diseñado para aceptar cierto tipo de datos, es necesario seguir las indicaciones para evitar errores en su ejecución debido al ingreso de valores o caracteres no válidos que producirán resultados no confiables y/o el cierre de la aplicación.

#### EJECUCIÓN:

Para ejecutar una aplicación y poder comenzar el cálculo basta con hacer doble clic sobre el icono que lleva el nombre del programa con terminación “.exe”, entonces se abrirá una ventana inicial. Esta ventana puede ser movida, cambiada de tamaño, color de fondo, fuente, etc. haciendo clic derecho e ingresando a las propiedades.

Para comenzar a utilizar la aplicación basta con seguir las indicaciones que se muestran en pantalla y avanzar a través de ella. Para ingresar un dato requerido, sólo es necesario escribirlo por medio del teclado y presionar “Enter” para pasar a la siguiente indicación. La aplicación guardará automáticamente la información.

Algunos de los valores sugeridos o adoptados en las normas se indican después de cada instrucción por medio de corchetes o paréntesis. A pesar de que algunos ellos son valores fijos, el objetivo de que el usuario los ingrese es el de poseer una aplicación más flexible y que pueda seguir siendo utilizada incluso si los coeficientes, factores, expresiones o procedimientos de las normas se actualizan.

Los manuales de usuario de cada una de las aplicaciones no pretenden abarcar cuestiones de programación ni detallar a fondo las operaciones o el código de la aplicación, sino servir de guía y presentar de forma clara y concisa los alcances y limitaciones de su empleo, así como un ejemplo práctico de aplicación. Si se requiere conocer a fondo la metodología deberá consultarse el capítulo indicado debido a que las aplicaciones están basadas en ellos.

### 7.8.1 PROGRAMA PM\_NTC04.EXE

El programa “PM\_NTC04.EXE” fue creado con el objeto de calcular un número de puntos con los cuales sea posible trazar el diagrama de interacción entre el momento flexionante y la carga axial de una forma explícita. A través de este diagrama se pueden determinar las posibles combinaciones de resistencia y verificar si la columna resiste las magnitudes de los elementos mecánicos actuantes o la excentricidad dada. Los datos de entrada del programa deben ingresarse en Kg y cm, asimismo los archivos de salida estarán en las mismas unidades.

Al estar basado en las NTC-04, se adoptan ciertas hipótesis relacionadas principalmente con el comportamiento del acero longitudinal bilineal y sin falla por deformación; además de la resistencia reducida del concreto no confinado. Originalmente las NTC-04 no contemplan columnas de sección circular por lo que se ha extrapolado el procedimiento para este tipo de secciones transversales.

Para generalizar el cálculo se hacen las siguientes consideraciones: los factores de reducción se toman unitarios, es decir, se calculan diagramas de interacción nominales. La excentricidad de se genera a partir del centroide plástico (en distribución simétrica de acero coincide con el centro de gravedad). La



excentricidad mínima recomendada deberá ser verificada por el usuario; además deberán revisarse otras limitaciones, por ejemplo: las separaciones máximas y mínimas permitidas del acero, así como su porcentaje.

El número de puntos es elegido por el usuario y representa el número de incrementos del eje neutro, el cual va desde cero (extremo superior) hasta la altura total de la sección transversal (extremo inferior). Cuando la profundidad del eje neutro es cero la sección se considera trabajando en tensión (-); Cuando la profundidad es igual a la altura total, se considera a la sección trabajando en compresión pura (+). Debe tenerse en cuenta que, de acuerdo con el criterio adoptado, la sección se encontrará a máxima capacidad (carga axial pura en compresión) cuando el eje neutro sea igual a la altura total, es decir:  $c = H$ ; y no cuando la profundidad del eje neutro sea:  $c = 1.1765 H$ , que resulta de  $\beta_1 = 0.85$ .

### 7.8.1.1 EJEMPLO DE APLICACIÓN EN UNA COLUMNA CIRCULAR

El ejemplo fue tomado del capítulo A.2.2 correspondiente al cálculo del diagrama de interacción de una columna de sección circular.

Una vez ejecutada la aplicación los datos a ingresar son los siguientes:

- I. Tipo de sección:
  - Circular: **2**
  - Valor de  $f'c$ : **300**
  - Valor de  $f_y$ : **4200**
- II. Geometría de la sección:
  - Radio de la sección transversal: **25**  
(Nota: cuando se trate de columnas rectangulares/cuadradas el valor a ingresar es la base y la altura)
  - Lechos de acero: **5**
    - Lecho 1:
      - Área de acero: **7.92**
      - Distancia desde extremo superior: **5**
    - Lecho 2:
      - Área de acero: **15.84**
      - Distancia desde extremo superior: **10.86**
    - Lecho 3:
      - Área de acero: **15.84**
      - Distancia desde extremo superior: **25**
    - Lecho 4:
      - Área de acero: **15.84**
      - Distancia desde extremo superior: **39.14**
    - Lecho 5:
      - Área de acero: **7.92**
      - Distancia desde extremo superior: **45**



- III. Número de puntos a calcular: **30**  
(Nota: La suavidad de la curva depende del número de puntos elegido, se recomienda un mínimo de 3 puntos.)
- IV. Nombre del archivo de resultados: **PM\_EJEMPLO2.TXT**

El archivo de resultados con el nombre indicado se presenta en la Figura 7.21 (calculado con 15 puntos por visualización). En este archivo se presenta la información de la columna, áreas de acero y distancias por lecho; así como la profundidad del eje neutro (c) medida desde el extremo superior en compresión y su momento (m) y carga axial (p) asociados.

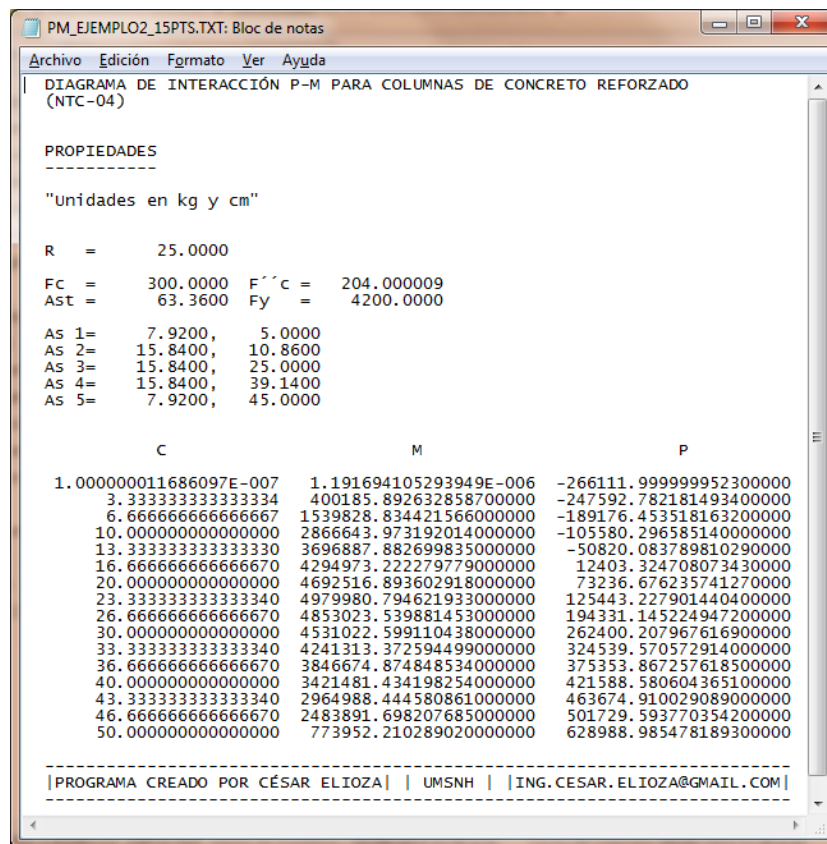


Figura 7.21. Archivo de resultados "PM\_EJEMPLO2.TXT"

Las capturas de pantalla con los datos de ingreso se presentan en la Figura 7.22.





Figura 7.22. Programa PM\_NTC04 para el cálculo del diagrama de interacción de una columna circular.

Una vez graficados los puntos en un programa auxiliar se puede visualizar la curva de interacción (Figura 7.23).

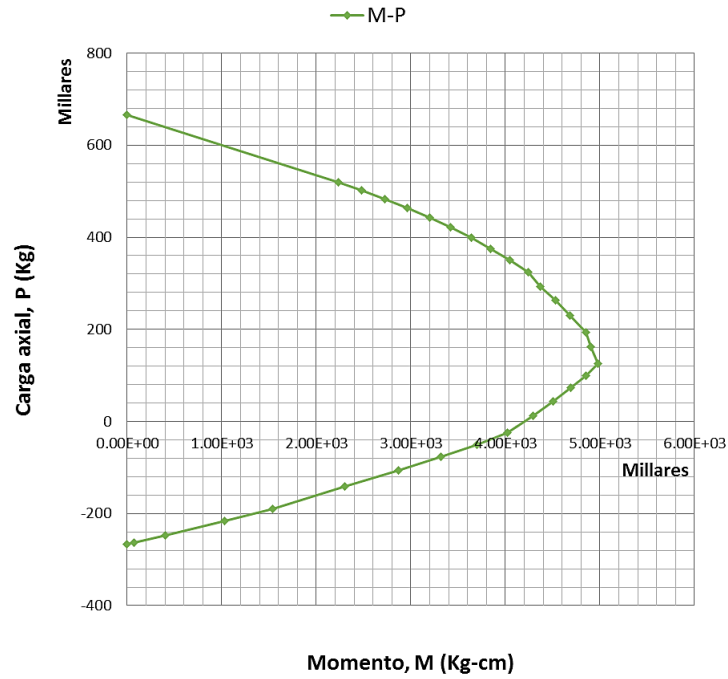


Figura 7.23. Curva de interacción P-M para "PM\_EJEMPLO2.TXT"

La relación entre el momento o carga axial y el eje neutro asociado se presenta en la Figura 7.24.

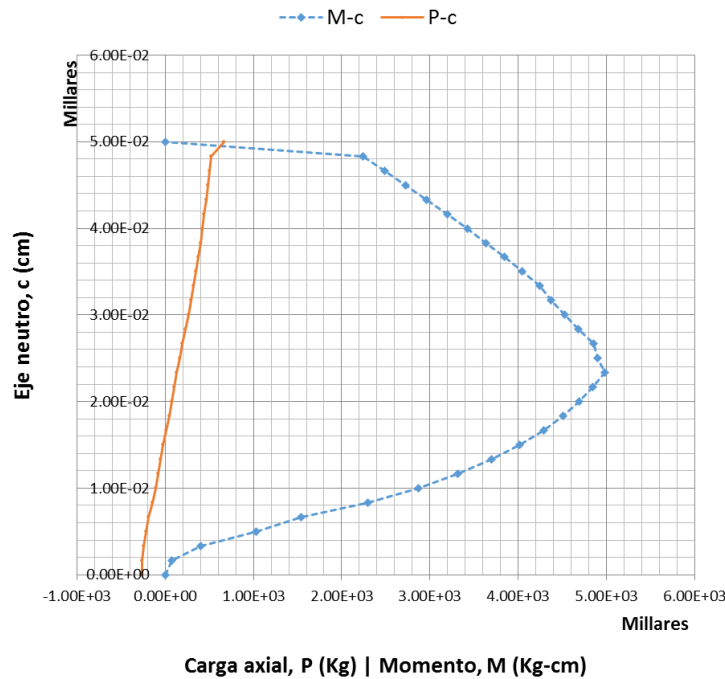


Figura 7.24. Relación entre M y P con el eje neutro para “PM\_EJEMPLO2.TXT”.

### 7.8.2 PROGRAMA PM\_FRP.EXE

El programa “PM\_FRP.EXE” permite el cálculo de los puntos del diagrama de interacción P-M nominal considerando el confinamiento de las fibras transversales de FRP. Este tipo de diagrama principalmente ayuda a la revisión o diseño práctico de columnas encamisadas con FRP y está basado en la normatividad ACI.440.2R-08. El método extendido presentado en este manual es un refinamiento del modelo simplificado propuesto en dicha normatividad. El algoritmo está basado mayormente en el capítulo 6.4.1.

En caso de columnas circulares se programó el procedimiento numérico dividiendo a la sección transversal (concreto y acero) en 100,000 franjas diferenciales para proporcionar una precisión excelente.

El punto más importante a revisar y que generalmente define la aplicación del método está determinado por la ecuación (6.34). Si la relación de confinamiento no es efectiva se debe aumentar el número de tiras de FRP a utilizarse o en su defecto sustituir el tipo de fibra.

Se propone el cálculo de cuatro distintos tipos de diagramas de interacción P-M, los cuales ayudarán a tener una mejor idea y punto de comparación entre los distintos tipos de comportamiento. Para su distinción se han nombrado de la siguiente forma:

- 5) NO\_CONFINADO
- 6) ACI\_COMPLETO
- 7) FRP
- 8) ACI\_FRP



El primero de ellos corresponde al diagrama del concreto sin confinar; este diagrama puede obtenerse si la presión de confinamiento es nula (cero número de fibras) y es similar al obtenido en el capítulo 3. El ACI\_COMPLETO corresponde a la aplicación del método utilizando la extensión del método (descrito en párrafos anteriores). El ACI\_FRP es una combinación de los anteriores, con la diferencia que a partir del punto de comportamiento balanceado el confinamiento se considera no efectivo y por lo tanto se tendrá la curva correspondiente a concreto sin confinar. El diagrama denominado FRP se realiza con el mismo procedimiento pero se extiende más allá del punto de comportamiento balanceado, es decir considerando que el confinamiento puede llegar a ser efectivo en cualquier punto donde el concreto trabaje en compresión (Wesson, 2009).

El procedimiento de cálculo completo se esquematiza a través del diagrama de flujo mostrado en el apéndice A.6.

Los datos de entrada del programa deben ingresarse en N, mm y Mpa; asimismo los archivos de salida estarán en las mismas unidades. Esta aplicación permite la entrada de datos mediante la lectura de un archivo de datos o a través de la interacción con el usuario por medio del teclado. Inicialmente el programa preguntará si se cuenta este archivo, en caso afirmativo el documento deberá contener ciertos valores dependiendo del tipo de análisis y del tipo de sección transversal. Si se elige el ingreso por teclado la aplicación mostrará algunos los valores sugeridos en cada apartado.

INGRESO POR ARCHIVO DE DATOS (Nota: el símbolo “|” indica espacio):

a) Para columnas cuadradas o rectangulares:

Línea 1: **caso** (1: FRP; 2: análisis sin FRP)

Línea 2: **tipo de sección** (1 rectangular, 2 circular)

Línea 3: **resistencia del concreto sin confinar ( $f'_c$ )** | **deformación del concreto sin confinar (0.002)** | **módulo de elasticidad del concreto**

Línea 4: **base** | **altura** | **radio de redondeo de esquinas** | **recubrimiento** (a centro de varilla)

Línea 5: **factor de reducción por refuerzo transversal** (recomendado= 0.8)

Línea 6: **esfuerzo de fluencia del acero longitudinal ( $F_y$ )** | **deformación de fluencia del acero longitudinal**

Línea 7: **número de diámetro de varilla** (3, 4, 5, 6, 8, 10, 12) | **Número de barras**

Línea 8: **Lechos de acero en dirección X** | **lechos de acero en dirección Y** (distribución del acero longitudinal en ambas direcciones)

NOTA: Cuando se trate de confinamiento con FRP se adicionan las siguientes dos líneas:

Línea 9: **número de tiras de FRP** | **espesor de un tira de FRP** | **módulo de elasticidad del FRP** | **esfuerzo último del FRP** | **Deformación última del FRP** (todos ellos valores de catálogo)



Línea 10: **coeficiente de exposición ambiental** (apéndice A.7) | **factor de confinamiento** (recomendado: 0.95) | **factor de eficiencia a la ruptura del FRP** (recomendado: 0.55)

a) Para columnas circulares:

Línea 1: **caso** (1: FRP; 2: análisis sin FRP)

Línea 2: **tipo de sección** (1 rectangular, 2 circular)

Línea 3: **resistencia del concreto sin confinar ( $f'_c$ )** | **deformación del concreto sin confinar (0.002)** | **módulo de elasticidad del concreto**

Línea 4: **diámetro de la columna** | **recubrimiento** (a centro de varilla)

Línea 5: **factor de reducción por refuerzo transversal** (recomendado= 0.8 ó 0.85)

Línea 6: **esfuerzo de fluencia del acero longitudinal ( $F_y$ )** | **deformación de fluencia del acero longitudinal**

Línea 7: **número de diámetro de varilla (3, 4, 5, 6, 8, 10, 12)** | **Número de barras**

NOTA: Cuando se trate de confinamiento con FRP se adicionan las siguientes dos líneas:

Línea 8: **número de tiras de FRP** | **espesor de un tira de FRP** | **módulo de elasticidad del FRP** | **esfuerzo último del FRP** | **Deformación última del FRP** (todos ellos valores de catálogo)

Línea 9: **coeficiente de exposición ambiental** (apéndice A.7) | **factor de confinamiento** (recomendado: 0.95) | **factor de eficiencia a la ruptura del FRP** (recomendado: 0.55)

### 7.8.2.1 EJEMPLO DE APLICACIÓN PARA UNA COLUMNA CIRCULAR CONFINADA CON FRP

Se realizará el diagrama de interacción de la columna de concreto reforzado del capítulo 4.4.3 con las siguientes propiedades de camisa (capítulo 6.4.2.1): 7 tiras de SIKAWRAP®-301C (Apéndice A.4)  $t_{FRP}=0.167$  mm,  $E_{FRP}=230,000$  Mpa,  $F^*_{fu}=4899$  N y  $\epsilon^*_{fu}=2.13\%$ . Factor de exposición para columna interior de estacionamiento:  $C_E=0.85$ .

Una vez ejecutada la aplicación los datos a ingresar son los siguientes:

➤ Cuenta con archivo de datos: **N**

I. Tipo de análisis → si utilizar FRP: **1**

(Nota: indique "2" si lo que se desea calcular la curva considerando solamente el concreto no confinado y lo referente a los parámetros del FRP se omite)

II. Datos de la columna

- Tipo de sección → circular: **2**
- Valor de  $f'_c$ : **29.42**
- Deformación del concreto sin confinar: **0.002**
- Módulo de elasticidad del concreto → NTC-04: **1**
- Tipo de acero de las barras longitudinales → mexicano G60: **1**

III. Geometría de la sección:



- Diámetro de la sección: **1000**
  - Factor de reducción por refuerzo transversal → aros circulares: **0.8**
  - Distribución de acero longitudinal → Automático/simétrico: **1**
    - (Nota: cuando se elige la opción “2” deberá indicarse cuantos lechos de acero se tiene y el área y distancia desde el paño superior de cada uno de ellos)
    - i. Diámetro en número de varilla: **10**
    - ii. Espesor del recubrimiento: **80**
    - iii. Número de barras: **20**
- IV. Propiedades del encamisado con FRP:
- Número de fibras: **7**
  - Tipo de material → elegir valores propios: **4**
  - Valores de camisa:
    - i. Tf: **0.167**
    - ii. Ef: **230000**
    - iii.  $F^*_{fu}$ : **4899**
    - iv.  $\epsilon^*_{fu}$ : **0.0213**
  - Factor de exposición: **0.85**
  - Factor de eficiencia a la ruptura: **0.55**
  - Factor de confinamiento: **0.95**
- V. Número de puntos a calcular: **100**
- (Nota: Dependiendo del número de puntos se tendrá una mejor precisión y mejor suavidad de la curva)
- VI. Nombre del archivo de resultados: **C3\_PM**
- (Nota: Cuando el confinamiento no sea efectivo el programa calculará el número de tiras necesarias para hacerlo efectivo y preguntará si se desea continuar o finalizar el programa. De esta manera el usuario puede elegir otro tipo de fibras)
- **NOTA:** En este ejemplo en particular el confinamiento no es efectivo con 7 tiras sino con 9.
- Desea continuar → continuar: **1**

La gráfica de los 4 diagramas de interacción obtenidos a partir de los archivos de resultados del programa se presenta en la Figura 7.25. En esta gráfica puede observarse un incremento significativo de la resistencia de la sección transversal cuando se tiene confinamiento con FRP respecto al concreto no confinado.

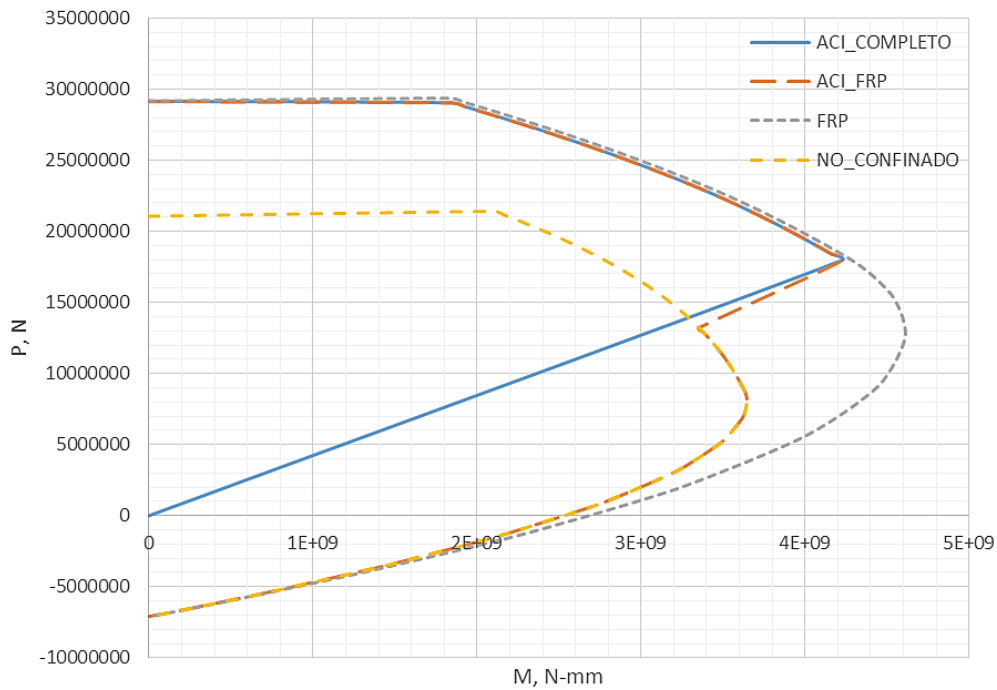


Figura 7.25. Diagramas de interacción P-M para una columna circular confinada con 9 tiras de FRP.

El programa genera 4 archivos de resultados, en cada uno de ellos se presentan las propiedades mecánicas y geométricas de la sección transversal y las propiedades de la camisa de FRP.

La captura del archivo de resultados donde se calculan los puntos del diagrama con el método extendido se presenta en la Figura 7.26.

La captura de pantalla del programa “PM\_FRP.EXE” con los datos de ingreso de este ejemplo se presenta en la Figura 7.27.

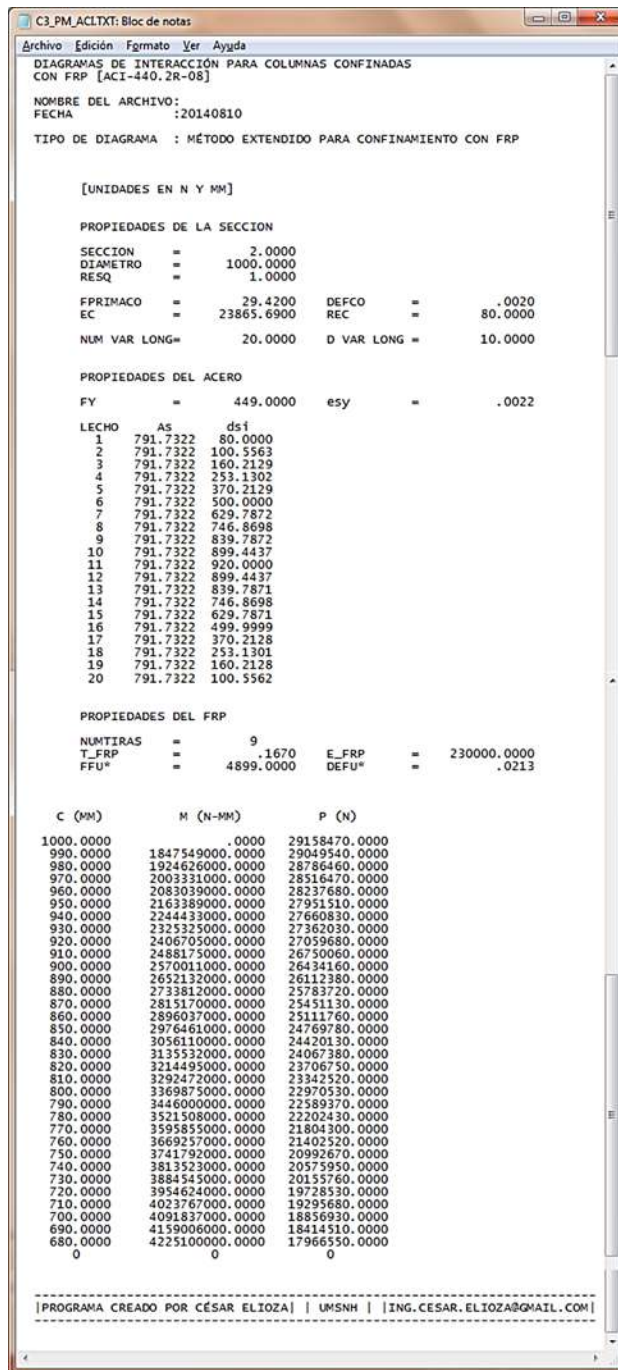


Figura 7.26. Archivo de resultados del diagrama de interacción con el método extendido de ACI.





Figura 7.27. Datos de ingreso en el programa "PM\_FRP.EXE" para una columna circular.

### 7.8.2.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN PARA UNA COLUMNA CUADRADA CONFINADA CON FRP

Realizar el diagrama de interacción de la columna cuadrada de concreto confinado con FRP del apartado 6.4.1.2.1 utilizando para la ejecución del programa un archivo de datos.

El archivo de datos se presenta en la Figura 7.28.

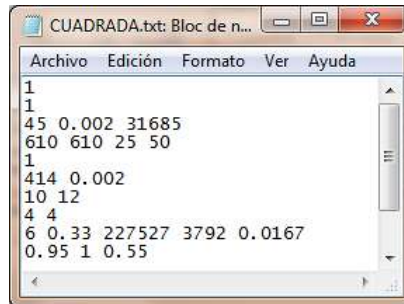


Figura 7.28. Archivo de datos de entrada para PM\_FRP.EXE.

Una vez ejecutada la aplicación los datos a ingresar son los siguientes:

➤ Cuenta con archivo de datos: **S**

I. Tipo de análisis → si utilizar FRP: **1**

(Nota: indique "2" si lo que se desea calcular la curva considerando solamente el concreto no confinado y lo referente a los parámetros del FRP se omite)

II. Número de puntos a calcular: **100**

(Nota: Dependiendo del número de puntos se tendrá una mejor precisión y mejor suavidad de la curva)

III. Nombre del archivo de resultados: **CUADRADA**

(Nota: Cuando el confinamiento no sea efectivo el programa calculará el número de tiras necesarias para hacerlo efectivo y preguntará si se desea continuar o finalizar el programa. De esta manera el usuario puede elegir otro tipo de fibras)

Cuando finalice la aplicación se generarán los 4 archivos de resultados. La gráfica de estos puntos se encuentra en el apartado 6.4.1.2.1.

La captura de pantalla del programa se presenta en la Figura 7.29.

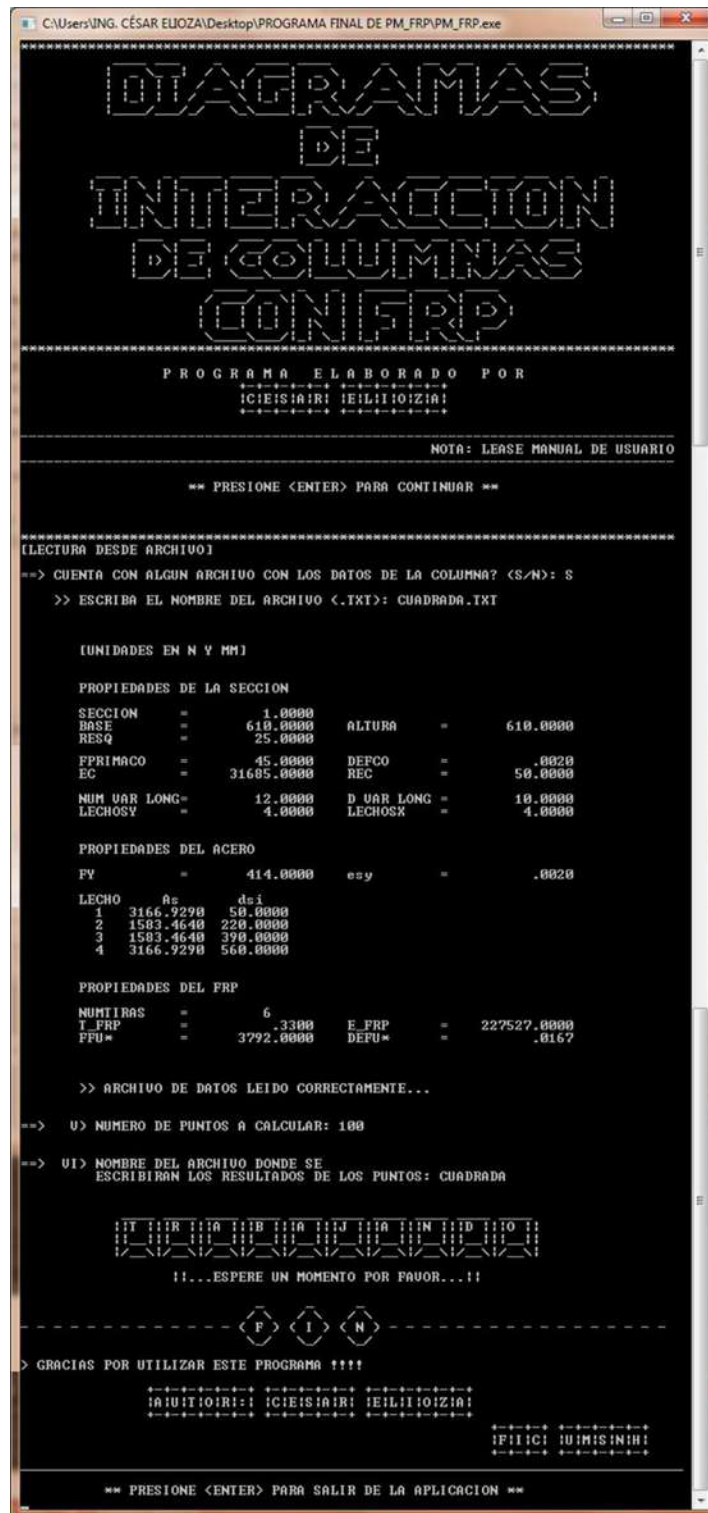


Figura 7.29. Lectura desde archivo de datos para una columna cuadrada confinada con FRP.



### 7.8.3 PROGRAMA ESDECO.EXE

El programa “ESDECO.EXE” permite calcular los puntos de la curva esfuerzo-deformación de columnas concreto confinado y no confinado. La aplicación permite al usuario elegir entre distintas configuraciones de confinamiento cuyos modelos constitutivos fueron descritos en capítulos anteriores. Las expresiones fueron adaptadas para que los datos de entrada del programa se realicen en Kg y cm, asimismo los archivos de salida estarán en las mismas unidades.

La aplicación es capaz de llevar a cabo de forma simultánea (si así se desea) el cálculo de la curva esfuerzo-deformación para concreto confinado con acero, concreto confinado con FRP y concreto sin confinar. Independientemente del tipo de confinamiento los datos de entrada son las dimensiones de la sección transversal y las propiedades mecánicas del concreto. Para confinamiento convencional se necesita la distribución del acero de refuerzo y sus propiedades mecánicas; para el caso de confinamiento con FRP, el espesor, deformación última a la ruptura y módulo de elasticidad de las fibras a utilizar, sin embargo, en secciones cuadradas/rectangulares también se requieren las propiedades del acero para calcular los factores de forma y hacer aplicable el modelo de confinamiento a este tipo de secciones. Las propiedades del acero son necesarias para el cálculo del diagrama momento-curvatura.

La aplicación ha sido creada para columnas que cuenten con acero, longitudinal y transversal, simétrico en tamaño y distribución. Caso contrario debe considerarse a criterio del usuario el uso de diámetros equivalentes. En el caso de secciones circulares la distribución de acero se calcula con un lecho de una sola barra en tensión.

El módulo de elasticidad, en  $\text{kg/cm}^2$ , se calcula cómo  $14,000 \sqrt{f'_{co}}$  (según NTC-04);  $15,000 \sqrt{f'_{co}}$  (según ACI-318) ó puede especificarse otro valor calculado fuera del programa.

La deformación asociada con el esfuerzo máximo del concreto sin confinar se sugiere como 0.002, pero puede ingresarse otro valor a criterio del usuario (capítulo 3.6.1).

Puede considerarse o no amplificación dinámica a través de diferentes tasas de deformación, siendo la tasa típica de sismos de 0.013/s. Por lo general otros trabajos de investigación no consideran este tipo de amplificación.

La especificación del tipo de acero longitudinal no tiene relevancia en el cálculo de la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado (FRP o estribos) y no confinado, sin embargo, es útil para el cálculo del diagrama momento-curvatura por lo que se recomienda especificarlo correctamente. Las propiedades del acero así como las expresiones del modelo se encuentran en el capítulo 3.7.



El número de puntos es elegido por el usuario y representa el número de incrementos desde ( $\epsilon_c=0$ ,  $f_c=0$ ) hasta ( $\epsilon_c= \epsilon_{cu}$ ,  $f_c= f_{cu}$ ).

Dependiendo del tipo de análisis se podrán crear los archivos de salida con la denominación “TT\_HH.HH\_BB.BB\_AAAAMMDD\_XXXX.txt” cuyo significado se describe a continuación:

TT → “CR” para columna rectangular y; “CC” para columna circular.

HH.HH → Dimensión de la altura para columna rectangular o cuadrada ó del diámetro (D) para columna circular.

BB.BB → Dimensión de la base para columna rectangular o cuadrada. No aplica para columna circular.

AAAAMMDD → Indica el formato de la fecha del día en que se ejecutó la aplicación y fueron creados los archivos de salida.

XXXX → Indica el tipo de archivo de resultados: “CONFINADO” para concreto confinado convencionalmente; “NOCONF” para concreto no confinado; “FRP” para concreto confinado con FRP y; “MCDATOS” es el archivo auxiliar para poder llevar a cabo un análisis momento-curvatura de la sección transversal utilizando otra aplicación creada específicamente para ello.

### 7.8.3.1 EJEMPLO DE APLICACIÓN PARA UNA COLUMNA RECTANGULAR CONFINADA CON ACERO

La columna corresponde a la expuesta en el capítulo 4.2.1.1.

Una vez ejecutada la aplicación los datos a ingresar son los siguientes:

I. Tipo de confinamiento → Ordinario: **1**

(Nota: indique “2” si lo que se desea calcular la curva considerando solamente el modelo de confinamiento con FRP ó ingrese “3” si desea el cálculo empleando ambos modelos. El cálculo de la curva de concreto no confinado es automático)

II. Tipo de sección → Rectangular: **1**

III. Geometría de la sección:

- Dimensión menor de la sección transversal: **30**
- Dimensión mayor de la sección transversal: **60**

(Nota: cuando se trate de columnas circulares el valor a ingresar es el diámetro en cm)

- Valor del recubrimiento: **5**

IV. Datos del refuerzo:

- Acero longitudinal:
  - Tipo de acero barras longitudinales → grado 60: **2**



(Nota: Las opciones “1 a 3” presentan aceros predefinidos mientras que la opción “4” permite al usuario especificar los parámetros (positivos y en la sucesión correcta) para determinar la curva esfuerzo-deformación de otro tipo de acero. Para modelos elastoplásticos perfectos o cuando no se conocen todas las características, puede utilizarse:  $f_y = f_{su}$ ;  $\epsilon_y = \epsilon_{sh}$ ;  $P = 1$ )

- Diámetro barras longitudinales: **2.54**

(Nota: el área de acero es calculada utilizando el diámetro de la barra indicado)

- Distribución del acero longitudinal:
  - Lechos de acero paralelos a la dirección menor: **2**
  - Lechos de acero paralelos a la dirección mayor: **2**

(Nota: el programa calcula automáticamente el número de varillas longitudinales)

- Acero transversal:

- Tipo de acero de los estribos → otro grado: **4**
  - Esfuerzo de fluencia: **4200**
  - Deformación última: **0.09**

(Nota: Estas características del acero transversal permiten calcular la deformación última del concreto confinado (ecuación 3.5))

- Diámetro de los estribos: **1.905**
- Separación vertical entre estribos: **25**
- Distribución del acero transversal:

(Nota: Cuando se trata de secciones circulares se debe indicar si se trata de aros circulares o de espirales)

- Lechos de acero paralelos a la dirección menor: **2**
- Lechos de acero paralelos a la dirección mayor: **2**

(Nota: Cuando la sección transversal posee “grapasp” o anillos adicionales, paralelos o no paralelos a los lados de la sección, debe ingresarse el valor proporcional a la dirección indicada. Un criterio sugerido se encuentra en el capítulo 3.6.1.2)

V. Datos de los materiales:

- Resistencia del concreto sin confinar: **300**
- Deformación máxima del concreto sin confinar: **0.002219**
- Módulo de elasticidad del concreto → NTC-04: **1**

(Nota: a continuación si el tipo de confinamiento es diferente al ordinario, indicado al inicio del programa, entonces será necesario introducir las propiedades del FRP:

$E_{FRP}$ ,  $\epsilon_{FRPup}$ ,  $t_{FRP}$ )



VI. Factores dinámicos → no considerar amplificación: **2**

VII. Número de puntos a calcular: **100**

(Nota: Dependiendo del número de puntos se tendrá una mejor precisión y mejor suavidad de la curva)

Las capturas de pantalla con los datos de ingreso se presentan en la Figura 7.30.





Figura 7.30. Ejemplo de aplicación del programa ESDECO para una columna rectangular con confinamiento ordinario.

### 7.8.3.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN PARA UNA COLUMNA CIRCULAR CONFINADA CON FRP

La columna corresponde a la expuesta en el capítulo 4.2.1.2. La camisa de FRP consta de 3 tiras de cierta fibra cuyas propiedades son:  $t_{FRP} = 0.0111$  cm,  $E_{FRP} = 2,343,700$  kg/cm<sup>2</sup> y  $\epsilon_{FRP} = 1.69\%$ ; por lo tanto,  $t_{tFRP} = 0.0333$  y  $\epsilon_{rup-FRP} = 0.9295\%$ . Se utilizará el modelo de Teng et al. (2009) sin amplificación dinámica.

Una vez ejecutada la aplicación los datos a ingresar son los siguientes:

I. Tipo de confinamiento → FRP: **2**

(Nota: indique “1” si lo que se desea calcular la curva considerando solamente el modelo de confinamiento con estribos ó ingrese “3” si desea el cálculo empleando ambos modelos. El cálculo de la curva de concreto no confinado es automático)

II. Tipo de sección → Circular: **2**

III. Geometría de la sección:

- Diámetro de la sección transversal: **60**

(Nota: cuando se trate de columnas cuadradas o rectangulares los valores a ingresar son la base y la altura en cm)

- Valor del recubrimiento: **5**

(Nota: cuando se trate de columnas cuadradas o rectangulares adicionalmente se debe ingresar el radio de redondeo de las esquinas en cm)

IV. Datos del refuerzo:

- Acero longitudinal:

- Tipo de acero barras longitudinales → Acero mexicano grado 60: **1**

(Nota: Las opciones “1 a 3” presentan aceros predefinidos mientras que la opción “4” permite al usuario especificar los parámetros (positivos y en la sucesión correcta) para determinar la curva esfuerzo-deformación de otro tipo de acero. Para modelos elastoplásticos perfectos o cuando no se conocen todas las características, puede utilizarse:  $f_y = f_{su}$ ;  $\epsilon_y = \epsilon_{sh}$ ;  $P = 1$ )

- Diámetro barras longitudinales: **1.905**

(Nota: el área de acero es calculada utilizando el diámetro de la barra indicado)

- Numero de barras longitudinales: **8**

- Acero transversal:

(Nota: Los valores del acero transversal no son necesarios para el cálculo de la curva de concreto confinado con FRP)

- Tipo de acero de los estribos → Acero mexicano grado 60: **1**

- Diámetro de los estribos: **1.27**

- Separación vertical entre estribos: **25**



- Tipo de estribos → Espirales: **2**

(Nota: Cuando se trata de secciones cuadradas o rectangulares debe indicarse los lechos de acero en cada una de las direcciones)

V. Datos de los materiales:

- Resistencia del concreto sin confinar: **300**
- Deformación máxima del concreto sin confinar: **0.002**
- Módulo de elasticidad del concreto → NTC-04: **1**
- Concreto confinado con FRP
  - Modelo de confinamiento → Teng et al. (2009): **1**
  - Módulo de elasticidad del FRP: **2343700**
  - Deformación última del FRP: **0.009295**
  - Espesor total del FRP: **0.0333**

(Nota: Cuando se trata de confinamiento convencional se omiten los valores del FRP)

(Nota: En secciones no circulares los factores de eficiencia de forma ( $K_a$  y  $K_b$ ) teóricamente deberían limitarse a la unidad. El programa arroja una advertencia cuando estos valores son mayores a 1.)

VI. Factores dinámicos → no considerar amplificación: **2**

VII. Número de puntos a calcular: **100**

(Nota: Dependiendo del número de puntos se tendrá una mejor precisión y mejor suavidad de la curva)

En la Figura 7.31 se presenta una captura del archivo de texto creado desde ESDECO considerando sólo 10 puntos. La captura de pantalla con los datos de ingreso se presenta en la Figura 7.32.

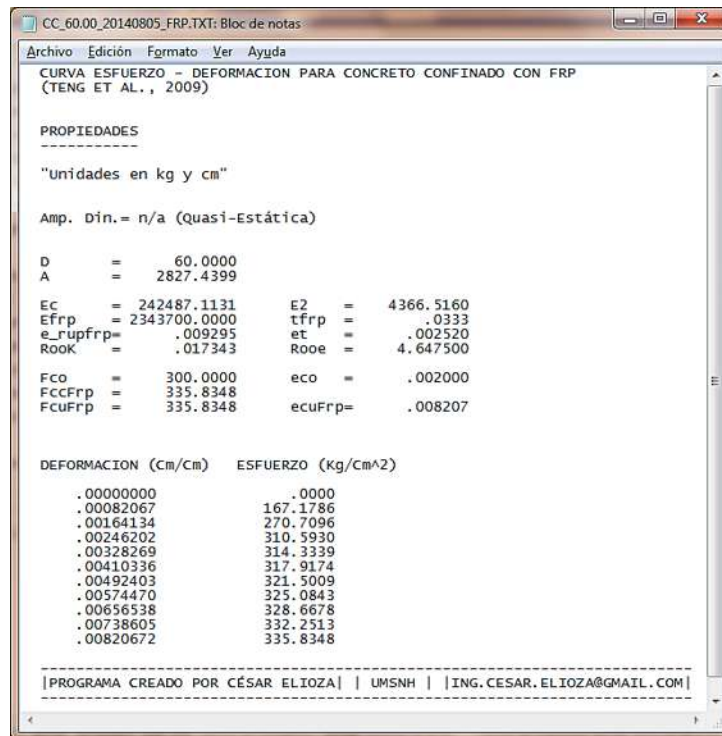


Figura 7.31. Datos de la curva esfuerzo-deformación de la columna circular confiada con FRP.





Figura 7.32. Ejemplo de aplicación del programa ESDECO para una columna circular confinada con FRP.

#### 7.8.4 PROGRAMA M\_PHI.EXE

La aplicación “M\_PHI.EXE” es un programa que permite el cálculo del diagrama momento-curvatura de columnas circulares, cuadradas o rectangulares confinadas con acero o con FRP; adicionalmente proporciona una revisión del pandeo de barra longitudinales, cálculo de la ductilidad de curvatura y sobrerresistencia de momento. Los puntos de la simplificación bilineal también son proporcionados.

El código fuente de este programa está basado principalmente en el capítulo 3.9. Para su funcionamiento este programa requiere de un archivo de datos generado a partir de “ESDECO.EXE” en el cual se abordan los parámetros necesarios para el cálculo de los modelos constitutivos de los diferentes materiales que conforman la sección transversal. Este programa maneja unidades en Kg, cm y kg/cm<sup>2</sup>.

Debido a que se trata de un procedimiento numérico la precisión dependerá del número de franjas en que se divide la sección transversal. Un número de franjas muy grande permitirá mayor exactitud a expensas del incremento en el tiempo de cómputo. Se ha observado que utilizar un número de 1000 franjas (0.001h) permite tener una aproximación excelente con un tiempo de cálculo razonable.

Además del número de franjas a utilizar, el número de puntos a calcular permitirá tener mayor suavidad de la curva. El número de puntos define el incremento de la deformación de la fibra extrema que va desde cero hasta la deformación última indicada. Un aproximado de 100 puntos la mayoría de las veces es suficiente para conferir buena suavidad y exactitud.

Durante el proceso de equilibrio de fuerzas existen algunas ocasiones en que la convergencia no se puede alcanzar debido a que una pequeña variación del eje neutro puede llegar a ocasionar grandes cambios en la fuerza resistente, sobre todo en el acero de refuerzo longitudinal que puede pasar de su esfuerzo último ( $F_u$ ) a cero en un instante cuando la carga axial es muy elevada. Para evitar este error se ha dispuesto en el código fuente un cierto número de iteraciones, las cuales al ser rebasadas alertaran al usuario sugiriendo ingresar otro número de franjas diferenciales o de puntos a calcular para poder lograr la convergencia (reducir el número de puntos, aumentar el número de franjas), sin embargo el cálculo de dicho punto se omite en los resultados sin afectar la forma de la curva. La mayoría de las veces la no convergencia indica que el acero de refuerzo longitudinal se fracturo durante el cálculo de dicho punto y puede ser causado porque el valor del eje neutro es muy pequeño (deformación de la fibra extrema pequeña).

La sección a analizar puede estar sujeta o no a carga axial (tensión o compresión) y el valor se ingresa en función de la capacidad concéntrica de la sección transversal ( $P = n f'_{co} A_g$ ). El criterio de falla principal se presenta cuando la deformación última del concreto confinado es alcanzada: en caso de secciones confinadas con acero transversal, corresponde a la deformación del núcleo; en secciones encamisadas con FRP, es la fibra extrema de compresión. El segundo criterio de falla está en función de la ruptura de las barras de acero longitudinal, sin embargo, el programa permite al usuario elegir entre finalizar el programa o continuar a pesar de la fractura de varios lechos de acero longitudinal. En todos los casos se desprecia el aporte del concreto en tensión.



El archivo de resultados con los datos de la columna, el tipo de análisis y los puntos del diagrama momento-curvatura se podrán encontrar en el archivo de texto con el nombre indicado por el usuario. En este archivo también se mostrará la fluencia y fractura de los lechos de acero en los puntos donde se presente.

### 7.8.4.1 EJEMPLO DE APLICACIÓN EN UNA COLUMNA CIRCULAR CONFINADA CON ACERO Y CON FRP

Realizar el análisis momento-curvatura de la columna de concreto reforzado del capítulo 4.4.3, cuya propuesta de refuerzo se presenta en el capítulo 6.4.2.1 con las siguientes propiedades de camisa:  $E_{FRP} = 2,343,700 \text{ kg/cm}^2$ ,  $t_{tFRP} = 0.1169$  y  $\epsilon_{rup-FRP} = 1.1715\%$ . Se utilizará el modelo de Jiang y Teng (2007) sin amplificación dinámica. Supóngase que se trata de una columna con una altura efectiva de 4 m con modo de flexión simple.

Los datos de las curvas esfuerzo-deformación de los materiales de columna deberán ser generados por “ESDECO.EXE” indicándole los modelos de confinamiento ordinario y con FRP (Figura 7.33).

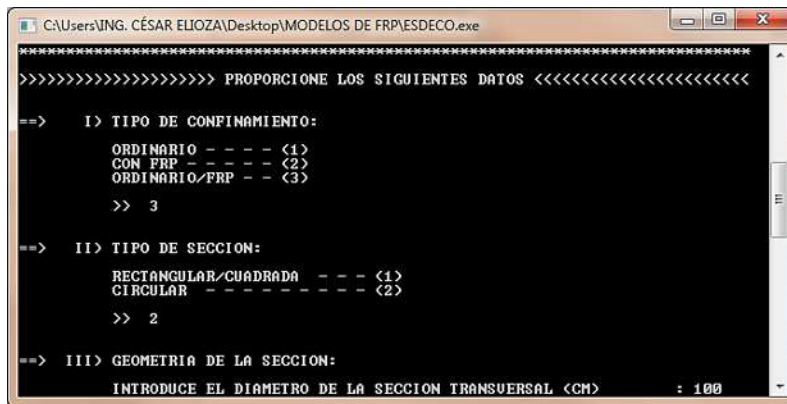


Figura 7.33. Ejecución de “ESDECO.EXE”

Una vez finalizada la ejecución del programa se crearán cuatro archivos; tres de ellos corresponden a las curvas esfuerzo-deformación del concreto no confinado, confinado con acero y confinado con FRP. El cuarto archivo de texto recoge los parámetros para ejecutar el programa “M\_PHI.EXE” y tendrá el formato: CC\_100.00\_AAAAMMDD\_MCDATOS.txt

Una vez ejecutada la aplicación los datos a ingresar son los siguientes:

- a) Diagrama momento-curvatura para confinamiento con acero

- I. Nombre del archivo: **CC\_100.00\_20140807.TXT**



(Nota: En caso de no encontrarse el archivo especificado el programa mostrará un error y volverá a solicitar el nombre)

(Nota: Los datos de la sección transversal así como la distribución del acero se presentan después de leído el archivo de datos)

II. Tipo de confinamiento → Convencional: **1**

III. Número de franjas diferenciales: **1000**

IV. Deformación de la fibra extrema hasta donde se lleva el análisis: **0.05**

(Nota: En caso de secciones confinadas con acero se recomienda que esta deformación sea mayor a la de la resistencia del concreto confinado para que se logre alcanzar la deformación última del núcleo. En secciones con FRP el programa por default registra la deformación del concreto confinado con FRP)

V. Número de puntos a calcular: **100**

(Nota: Dependiendo del número de puntos se tendrá una mejor precisión y mejor suavidad de la curva. En algunas ocasiones las secciones confinadas con acero necesitan de mayor cantidad de puntos)

VI. Nombre del archivo de resultados: **C3\_MC\_ACERO.TXT**

b) Diagrama momento-curvatura para confinamiento con FRP

I. Nombre del archivo: **CC\_100.00\_20140807.TXT**

(Nota: En caso de no encontrarse el archivo especificado el programa mostrará un error y volverá a solicitar el nombre)

(Nota: Los datos de la sección transversal así como la distribución del acero se presentan después de leído el archivo de datos)

II. Tipo de confinamiento → FRP: **2**

III. Número de franjas diferenciales: **1000**

IV. Deformación de la fibra extrema hasta donde se lleva el análisis → Defcu\_FRP= 0.014997

(Nota: En secciones con FRP el programa por default registra la deformación del concreto confinado con FRP)

V. Número de puntos a calcular: **100**

(Nota: Dependiendo del número de puntos se tendrá una mejor precisión y mejor suavidad de la curva)

VI. Nombre del archivo de resultados: **C3\_MC\_FRP.TXT**



La captura de pantalla inicial para ambos tipos de confinamiento se presenta en la Figura 7.34. Lectura de archivo de datos para el análisis momento-curvatura en "M\_PHI.EXE". Por otra parte, la Figura 7.35a presenta la continuación de los datos de ingreso para la columna confinada con acero y la Figura 7.35b para la columna confinada con FRP. En ambos casos se realiza la revisión del pandeo de barras longitudinales de acuerdo al tipo de confinamiento y al tipo de acero longitudinal.



```

C:\Users\UNG_CÉSAR ELIOZA\Desktop\MODELOS DE FRP\COLUMNA 3 circular DE LAS DEL CAPITU...
-----
MOMENTO
CURVATURA
-----
PROGRAMA ELABORADO POR
ICIES IAIR: IELI IIOZIAI
-----
NOTA: LEASE MANUAL DE USUARIO
(LECTURA DESDE ARCHIVO)
>> ESCRIBA EL NOMBRE DEL ARCHIVO (<.TXT): CC_100.00_20140007_MCDATOS.TXT

UNIDADES EN KG Y CM1

PROPIEDADES DE LA SECCION
SECCION = 2
DIAMETRO = 100.0000
FPRIACO = 300.0000 DEPCO = .0020
EC = 242487.1000 REC = 8.0000
NUM VAR LONG= 20 D VAR LONG = 3.1750
D VAR TRANS = 1.5875 S = 20.0000
RooS1 = .0202 RooSt = .0047

PROPIEDADES DEL ACERO
FY = 4577.0000 esy = .0022
FU = 7491.0000 esu = .1171
esh = .0008 P = 3.4740

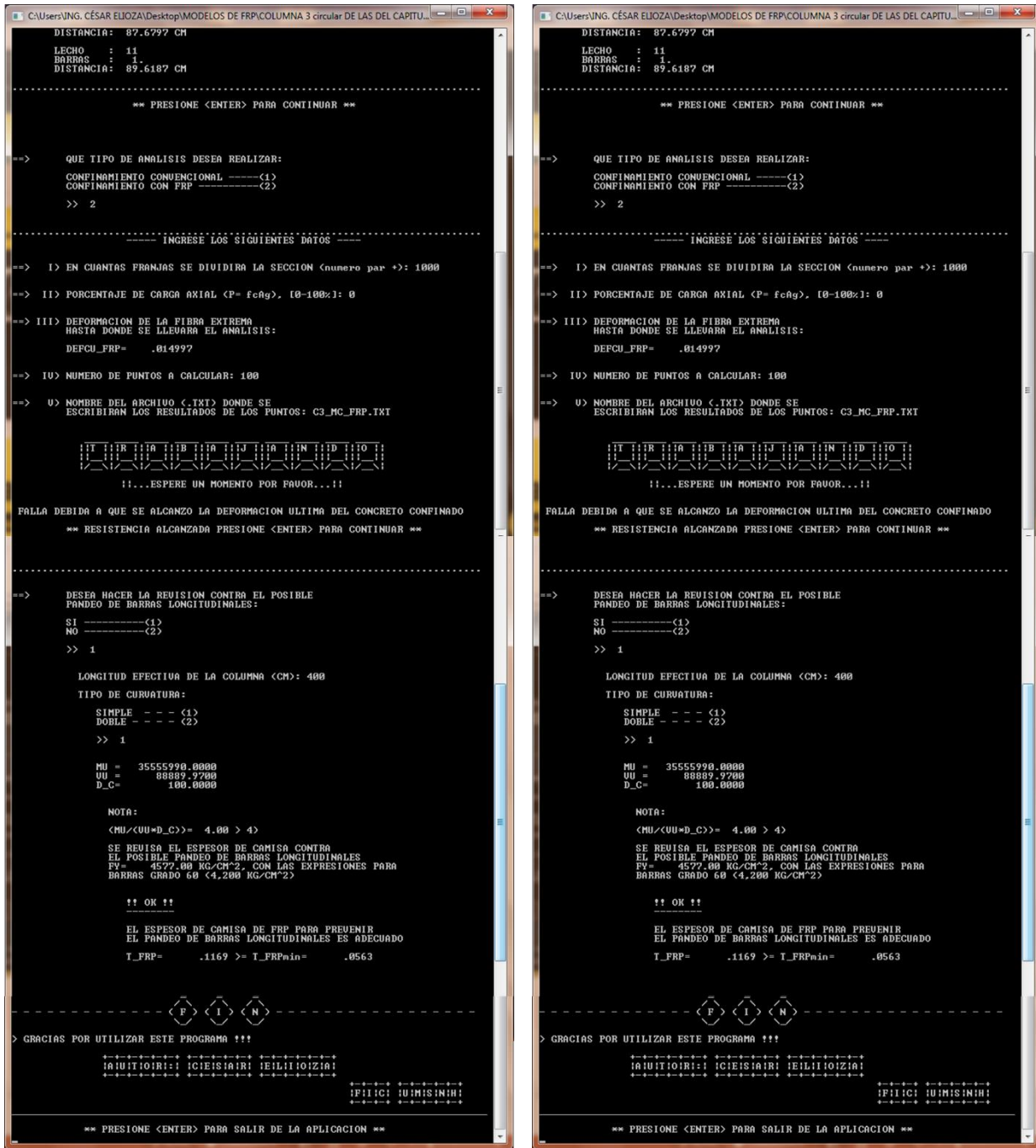
MODELO DE MANDER ET AL. (1988) CONFINAMIENTO CONVENCIONAL
FCCPRIMA = 357.0399 DEPC = .0039
DEFCU = .0139 PARAMETRO R= 1.6062

MODELO DE JIANG Y TENG (2007) CONFINAMIENTO CON FRP
E_FRP = 2343700.0000 T_FRP = .1169
ERFP_FRP = .0117

>> ARCHIVO DE DATOS LEIDO CORRECTAMENTE...

-----
DISTRIBUCION DEL ACERO:
LECHO : 1
BARRAS : 1
DISTANCIA: 10.3813 CM
LECHO : 2
BARRAS : 2
DISTANCIA: 12.3203 CM
LECHO : 3
BARRAS : 2
DISTANCIA: 17.9478 CM
LECHO : 4
BARRAS : 2
DISTANCIA: 26.7127 CM
LECHO : 5
BARRAS : 2
DISTANCIA: 37.7571 CM
LECHO : 6
BARRAS : 2
DISTANCIA: 50.0000 CM
LECHO : 7
BARRAS : 2
DISTANCIA: 62.2429 CM
LECHO : 8
BARRAS : 2
DISTANCIA: 73.2873 CM
LECHO : 9
BARRAS : 2
DISTANCIA: 82.0522 CM
LECHO : 10
BARRAS : 2
DISTANCIA: 87.6797 CM
LECHO : 11
BARRAS : 1
DISTANCIA: 89.6107 CM
-----
** PRESIONE <ENTER> PARA CONTINUAR **
    
```

Figura 7.34. Lectura de archivo de datos para el análisis momento-curvatura en "M\_PHI.EXE"



a)

b)

Figura 7.35. Ejecución de "M\_PHI.EXE" para una columna circular: a) confinamiento con acero y; b) confinamiento con FRP.

En la Figura 7.36 se presentan las capturas del archivo de resultados de "M\_PHI.EXE". Para el caso de confinamiento con acero (Figura 7.36a) el número indicado de puntos no fue calculado debido a que el núcleo de concreto confinado alcanzó su deformación última. Para el caso de confinamiento con FRP



(Figura 7.36b) por cuestiones de visualización se presenta el cálculo sólo con 40 puntos. En ambos casos puede llevarse a cabo un refinamiento para visualizar de mejor manera los puntos de fluencia del acero.





Figura 7.36. Archivos de resultados de “M\_PHI.EXE” para una columna circular: a) confinamiento con acero y; b) confinamiento con FRP

En ambos casos la curvatura última del acero ( $\phi_{y,u} = 0$ ) debido a que no se fracturó ningún lecho de acero. La Figura 7.37 presenta la gráfica de los puntos del diagrama momento-curvatura utilizando ambos tipos de confinamiento; se puede observar un aumento de sobrerresistencia del momento, sin embargo, la ductilidad se ve disminuida debido a la propiedades del FRP. Por otra parte, la Figura 7.38 presenta la simplificación bilineal de los diagramas momento-curvatura para ambos tipos de confinamiento.

Se recuerda que los resultados relacionados a la ductilidad fueron calculados con las siguientes bases:

Acero longitudinal:

- Curvatura de primera fluencia: asociada al primer lecho que alcance  $F_y$ .
  - Curvatura última: asociada a la última fractura ( $F_u$ ) de un lecho en el análisis.
  - Momento de fluencia nominal: asociado al primer lecho de acero que alcance  $\epsilon_s = 0.015$ .
  - Curvatura nominal: calculada a partir de la relación entre el momento nominal y al punto de curvatura y momento de primera fluencia.
- Concreto confinado:
    - Curvatura de primera fluencia: asociada a la deformación de la fibra extrema en compresión de  $\epsilon_c = 0.002$ .
    - Curvatura última: asociada a la deformación última del concreto confinado ( $\epsilon_{cu}$ ).
    - Momento de fluencia nominal: asociado a la deformación de la fibra extrema en compresión de  $\epsilon_c = 0.004$ .
    - Curvatura nominal: calculada a partir de la relación entre el momento nominal con el punto de curvatura y momento de primera fluencia.
- Concreto y acero:
    - Ductilidad del concreto respecto a la fluencia del acero: calculada a partir del cociente entre las curvaturas ultima del concreto y la primera fluencia del acero.
    - Sobrerresistencia del concreto respecto al acero: calculada a partir del cociente entre los momentos asociados a las curvaturas ultima del concreto y a la primera fluencia del acero.
    - Curvatura nominal: calculada a partir de la relación entre el momento nominal con punto de curvatura y momento de primera fluencia. Donde la curvatura de primera fluencia es aquella asociada a  $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$  ó  $\epsilon_c = 0.002$ , lo que suceda primero; el momento nominal es el primero que se presente entre el acero longitudinal y el concreto ( $\epsilon_s = 0.015$  ó  $\epsilon_c = 0.004$ ).

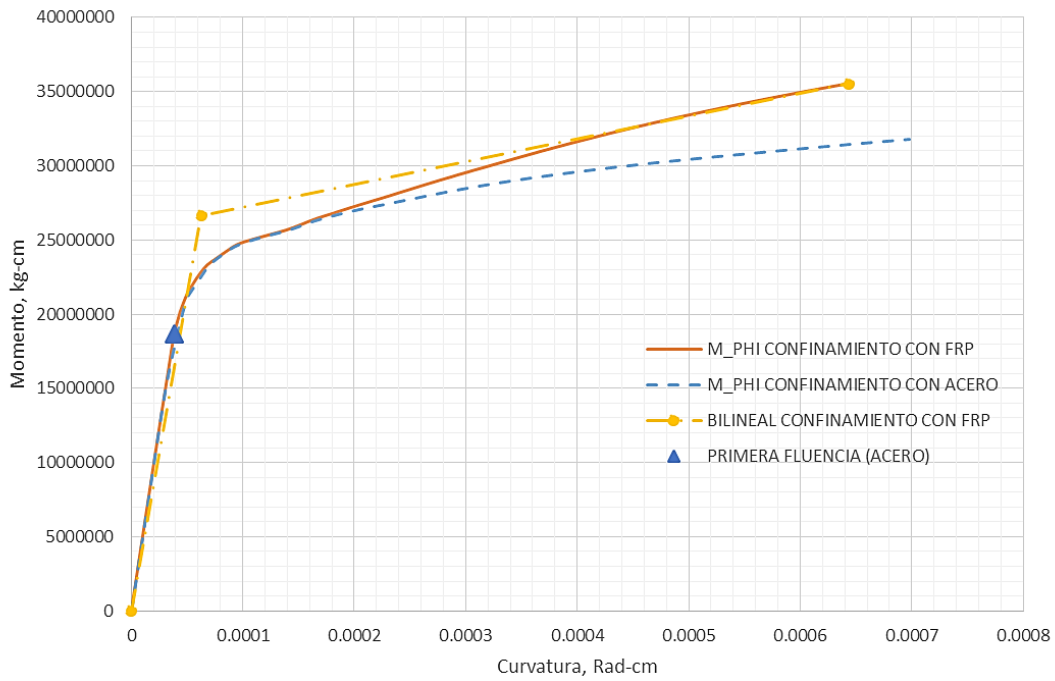


Figura 7.37. Diagramas momento-curvatura creados desde "M\_PHI.EXE"

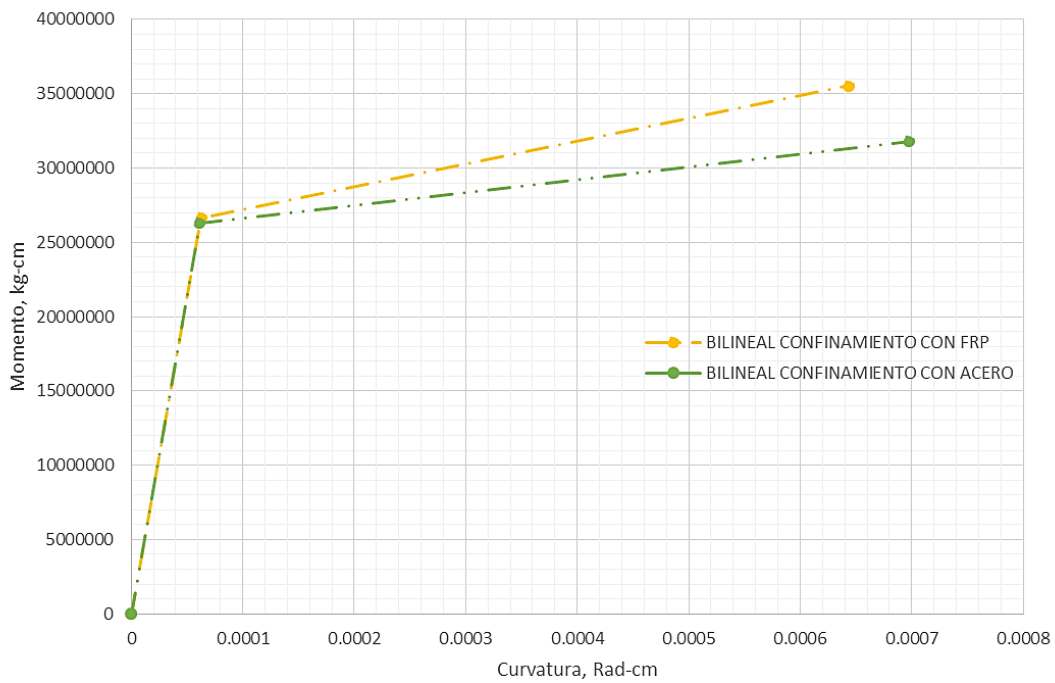


Figura 7.38. Diagramas momento-curvatura bilineales creados desde "M\_PHI.EXE"



## 7.8.5 PROGRAMA CAMISA\_FRP.EXE

La aplicación "CAMISA\_FRP.EXE" funciona para el cálculo del espesor y longitud de camisa de FRP por carga axial o por sismo. El código fuente está desarrollado con base en el capítulo 6.4.2. Este programa maneja unidades en N, mm y Mpa.

El programa está conformado por dos grandes bloques de información; el primero de ellos está destinado a la entrada de datos cuando el cálculo es por carga axial y el segundo cuando el cálculo es por sismo. A su vez cada uno de los bloques tiene subdivisiones de acuerdo a los datos requeridos para el cálculo.

### 7.8.5.1 EJEMPLO DE APLICACIÓN POR CARGA AXIAL

El ejemplo fue tomado del capítulo 6.4.2.3.1 correspondiente al cálculo del espesor de FRP por incremento de carga axial de una columna cuadrada.

Una vez ejecutada la aplicación los datos a ingresar son los siguientes:

- I. Tipo de cálculo:
  - Por carga axial: **1**
- II. Datos de la columna:
  - Tipo de sección → rectangular/cuadrada: **1**
  - Valor de  $f'c$ : **45**
  - Módulo de elasticidad → ACI-318: **2**
  - Magnitud de la carga axial a resistir: **11138000**
- III. Geometría de la sección:



- Base de la sección transversal: **610**
- Altura de la sección transversal: **610**  
(Nota: cuando se trate de columnas circulares el valor a ingresar es el diámetro en mm)
- Tipo de acero barras longitudinales → grado 60: **1**
- Diámetro barras longitudinales: **31.75**  
(Nota: el área de acero es calculada utilizando el diámetro de la barra indicado)
- Número de barras longitudinales: **12**
- Radio de redondeo de las esquinas: **25**  
(Nota: cuando se trate de columnas circulares automáticamente toma el valor de 1)
- Factor de reducción por refuerzo transversal: **0.8**  
(Nota: el valor de 0.8 corresponde a lo indicado en la norma)
- Factor de reducción de resistencia → ACI-440.2R-08: **0.65**  
(Nota: si se desean valores nominales debe ingresarse el valor de 1)

IV. Propiedades del encamisado con FRP:

- Tipo de material del encamisado → Introducir valores propios: **4**
  - Tf: **0.33**
  - Ef: **227527**
  - Ffu\*: **3792**
  - Efu\*: **0.0167**
- Coeficiente de exposición de la columna con FRP: **0.95**
- Factor de eficiencia a la ruptura: **0.55**  
(Nota: el valor de 0.55 corresponde a lo sugerido en ACI-440.2R-08)
- Factor de confinamiento: **0.95**  
(Nota: el valor de 0.95 corresponde a lo indicado en ACI-440.2R-08)

V. Nombre del archivo de resultados del encamisado con FRP: **CAMISA\_CARGAAXIAL.TXT**

Las capturas de pantalla con los datos de ingreso se presentan en la Figura 7.39.





Figura 7.39. Ejemplo de aplicación por carga axial en una columna cuadrada.

El archivo de resultados con el nombre indicado se presenta en la Figura 7.40. Puede observarse que la información se presenta en 4 bloques: el primero muestra las dimensiones y propiedades mecánicas de los materiales; el segundo presenta los valores del FRP, los coeficientes de reducción y los valores de diseño; el tercero muestra los resultados del cálculo y; el cuarto algunas notas aclaratorias. En los resultados: TJCA es el espesor de camisa por carga axial y NTJCA es el número de tiras del sistema de FRP elegido.

```

CAMISA_CARGAAXIAL.TXT: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
.....
** ESPESOR DE CAMISA DE FRP **
Programa elaborado por César Elioza, FIC-UMSNH 2014
.....

DATOS DE LA COLUMNA
-----
SECCION CUADRADA/RECTANGULAR
B = 610.00 mm
H = 610.00 mm
F'c = 45.00 Mpa
Ec = 31528.56 Mpa
ASL = 12 DIAM. 31.75 mm
fyL = 414.00 Mpa

CAMISA DE FRP
-----
TF = .33 mm
EF = 227527.00 Mpa
FFu* = 3792.00 Mpa
efu* = .0167 mm/mm

Ke = .5500
CE = .95

DISEÑO:
FFu = 3602.40 Mpa
efu = .008726 mm/mm

DATOS DE ANÁLISIS POR CARGA AXIAL
-----
>> RESULTADOS:

FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA: .65

CARGA AXIAL RESISTENTE: 9257428.00 N
CARGA AXIAL REQUERIDA : 11138000.00 N
% DE INCREMENTO : 20.31

RESISTENCIA REQUERIDA : 56.73 Mpa
FL_FRP : 8.40 Mpa

TJCA : 1.9205 MM
NTJCA : 5.8196
-----

NOTA: EL NUMERO DE TIRAS REPRESENTA EL VALOR
MINIMO CALCULADO POR CARGA AXIAL PARA
SATISFACER LA NORMA ACT 440.2R-08,
PUEDE INCREMENTARSE SI ASI SE REQUIERE

NOTA: LA CAMISA DE FRP DEBERÁ APLICARSE EN
TODA LA ALTURA DE LA COLUMNA
    
```

Figura 7.40. Archivo de resultados: CAMISA\_CARGAAXIAL.TXT

Nota: además de las aproximaciones de cálculo, los resultados muestran diferencias mínimas respecto al ejemplo del capítulo 6.4.2.3.1 debido a que en la aplicación el área de acero longitudinal se calcula con base en el diámetro de las barras y no con las áreas nominales.



### 7.8.5.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN POR DUCTILIDAD

El ejemplo fue tomado del capítulo 6.4.2.3.2 correspondiente al cálculo del espesor de FRP por ductilidad o sismo. Se trata de una columna circular en voladizo la cual debe incrementar su ductilidad y en consecuencia los elementos mecánicos generados.

Una vez ejecutada la aplicación los datos a ingresar son los siguientes:

- I. Tipo de cálculo:
  - Por sismo: **2**
- II. Datos de la columna:
  - Tipo de sección→ circular: **2**
  - Valor de  $f'_c$ : **34.45**
  - Magnitud de la carga axial actuante: **8896000**
- III. Geometría de la sección:
  - Diámetro de la sección transversal: **1830**  
(Nota: cuando se trate de columnas rectangulares/cuadradas los valores a ingresar son la base y la altura en mm)
  - Espesor del recubrimiento: **50**
  - Tipo de acero barras longitudinales→ otro grado: **3**
    - Esfuerzo de fluencia: **310**
  - Diámetro barras longitudinales: **57.15**  
(Nota: El área de acero es calculada utilizando el diámetro de la barra indicado)
  - Número de barras longitudinales: **25**
  - Traslapes de barras longitudinales→ SI: **1**
    - Longitud de traslape: **1143**  
(Nota: cuando no se tenga traslape de barras la longitud no se requiere)
  - Tipo de acero de los estribos→ otro grado: **3**
    - Esfuerzo de fluencia: **310**
  - Diámetro de los estribos: **12.7**  
(Nota: el área de acero es calculada utilizando el diámetro del estribo indicado)
  - Separación vertical de estribos: **305**
- IV. Propiedades del encamisado con FRP:
  - Tipo de material del encamisado→ Introducir valores propios: **4**  
(Nota: en caso de seleccionar otra opción se muestran las propiedades para 3 distintos tipos de fibras comerciales en México, el usuario podrá visualizar estos valores y decidir si utilizarlos o volver a elegir otro tipo de fibra o en su caso ingresar valores propios)
    - Tf: **1.3**
    - Ef: **20684**



- Ffu\*: **414**
  - Efu\*: **0.02**
  - Coeficiente de exposición de la columna con FRP: **1**

(Nota: Este punto es una adición para incorporar los factores de reducción de acuerdo a ACI-440.2R-08. En este caso se decide no reducir las propiedades de las fibras)
  - Factor de eficiencia a la ruptura: **1**

(Nota: Este punto es una adición para incorporar los factores de reducción de acuerdo a ACI-440.2R-08. En este caso se decide no reducir las propiedades de las fibras)
  - Tipo de encamisado para la zona de traslapes → Confinamiento pasivo: **1**

(Nota: primeramente se decide utilizar confinamiento pasivo, en caso de utilizarse confinamiento activo se piden datos adicionales como se verá más adelante)
  - Longitud libre de refuerzo: **50**
  - Longitud de la articulación plástica →  $LP = G + 0.3 \cdot F_Y \cdot DBL$ : **1**

(Nota: se decide utilizar el cálculo con la expresión indicada, la cual realiza las conversiones de unidades a mm y Mpa. Si se desea utilizar otra expresión el usuario puede calcular su valor e ingresarlo manualmente)
- V. Datos en dirección del análisis:
- (Nota: las instrucciones sucesivas corresponden al análisis en una dirección ortogonal de la columna, en caso de tratarse de una columna rectangular o cuadrada el programa pregunta la dirección paralela a la aplicación de la carga, en caso de columnas circulares se omite puesto que tiene la misma dimensión en cualquier dirección)
- Longitud efectiva de la columna: **9144**

(Nota: Debe tenerse en cuenta que las longitudes efectivas son diferentes cuando la columna se flexiona en curvatura simple o curvatura doble de acuerdo a la dirección del análisis)
  - Tipo de curvatura → simple: **1**
  - Coeficiente de aportación del concreto a cortante ( $Xv f'c$ ):
    - VCI (dentro de la articulación plástica) → X: **0.5**
    - VCO (fuera de la articulación plástica) → X: **2**

(Nota: Los valores indicados anteriormente son congruentes con el desarrollo del capítulo 6.4.2.2.1. No obstante el usuario puede elegir otros coeficiente, incluso cero si la columna presenta un daño extenso. La expresión está dada en Psi pero el programa realiza la conversión a Mpa y N)
  - Inclinación del puntal de compresión → pilas-columna: **1**



(Nota: Los valores indicados representan los valores recomendados del puntal de compresión de la carga axial, no obstante el usuario puede elegir otro ángulo a su criterio)

- Resultados del análisis momento-curvatura de la columna:
  - Momento de fluencia: **13976155440**
  - Curvatura de fluencia: **0.0000014843**  
(Nota: Puede utilizarse la aproximación elastoplástica)
  - Momento nominal: **19184824130**
  - Curvatura nominal: **0.000007744**
  - Eje neutro asociado a  $(M_n, \varphi_n)$ : **515.62**

- Factor de sobrerresistencia: **1.5**
- Ductilidad objetivo → desplazamiento: **2**
  - Valor requerido: **4**
- Relación adoptada para calcular la ductilidad →  $\mu_u = \mu_n = \mu_y$ : **1**

(Nota: El procedimiento de cálculo descrito en el capítulo 6.4.2.2.1 recomienda utilizar el valor conservador, es decir, sin sobrerresistencia de momento flexionante. No obstante el usuario puede elegir la relación a su conveniencia)

VI. Nombre del archivo de resultados del encamisado con FRP: **CAMISA\_SISMO\_PASIVO.TXT**

- Realizar el cálculo en otra dirección → NO: **2**

(Nota: Esta opción se ha incorporado cuando se requiere analizar el cálculo en otra dirección, dejando constantes las propiedades geométricas y mecánicas de la sección transversal inicial pero pudiendo cambiar los elementos mecánicos actuantes, la longitud efectiva, el tipo de curvatura y los datos del análisis momento curvatura.)

Las capturas de pantalla con los datos de ingreso se presentan en de la Figura 7.41 a la Figura 7.43.

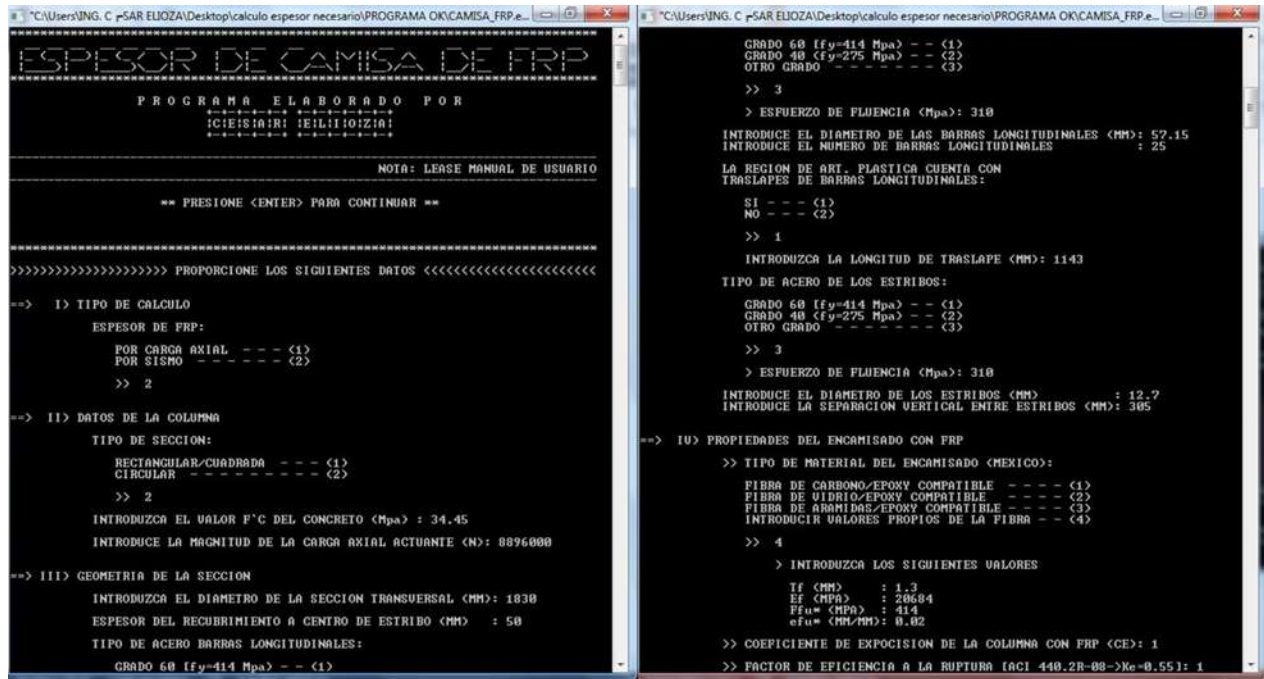


Figura 7.41. Ejemplo de aplicación por sismo (pantallas 1/3)

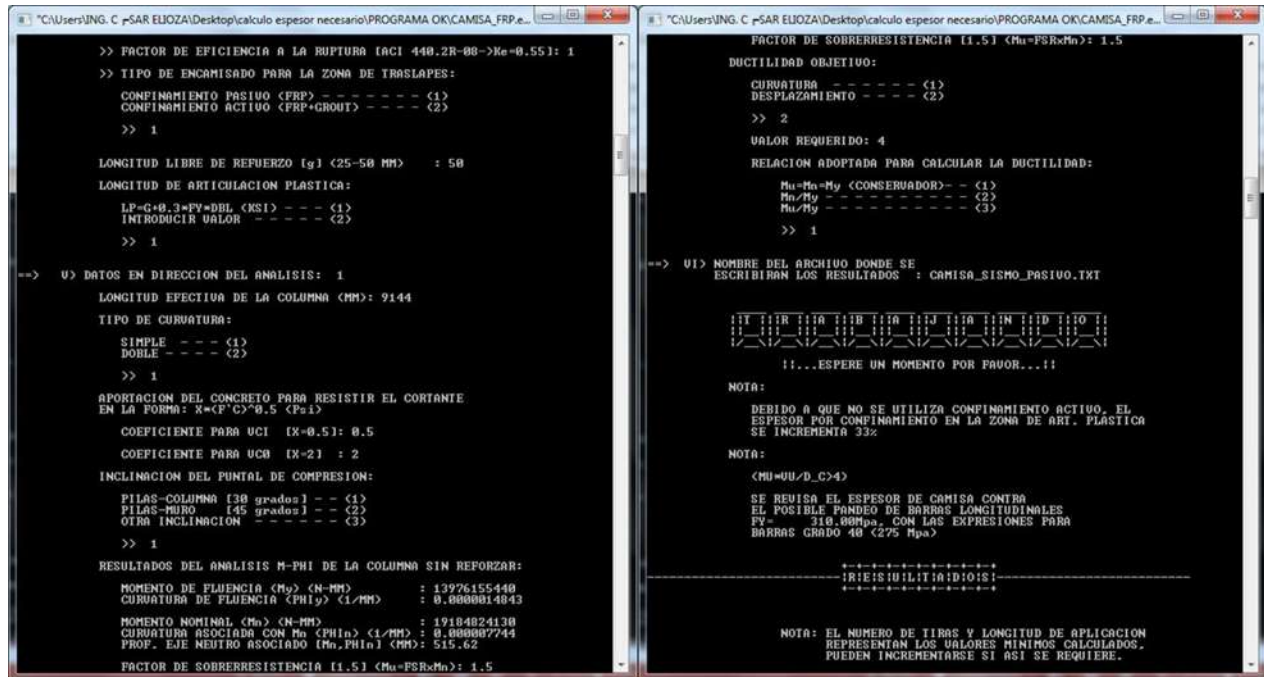


Figura 7.42. Ejemplo de aplicación por sismo (pantallas 2/3)



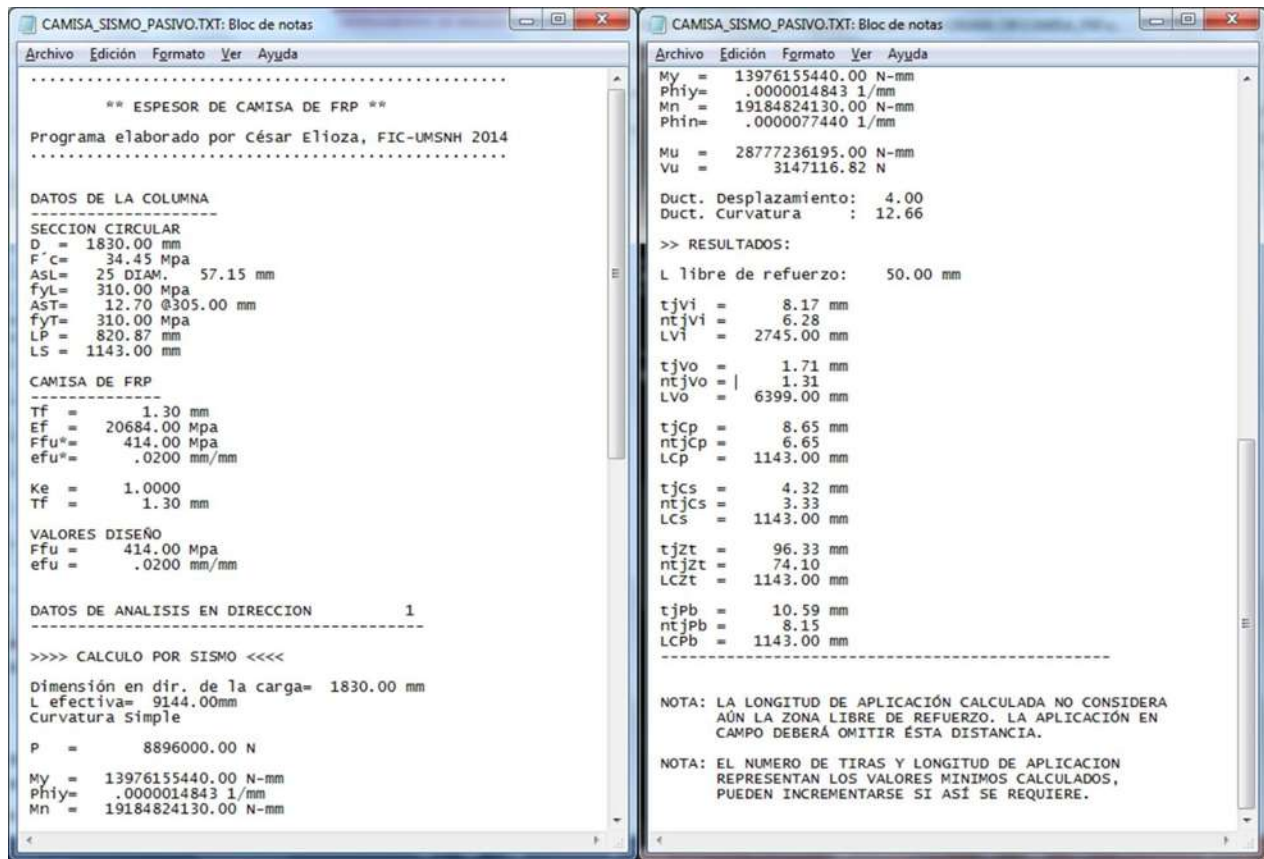


Figura 7.44. Archivo de resultados: CAMISA\_SISMO\_PASIVO.TXT

Donde:

TJVI es el espesor de camisa por cortante dentro de la articulación plástica, NTJVI y LVI son el número de tiras y la longitud de aplicación asociada.

TJVO es el espesor de camisa por cortante fuera de la articulación plástica, NTJVO y LVO son el número de tiras y la longitud de aplicación asociada.

TJCP es el espesor de camisa por confinamiento primario de la articulación plástica, NTJCP y LCP son el número de tiras y la longitud de aplicación asociada.

TJCS es el espesor de camisa por confinamiento secundario de la articulación plástica, NTJCS y LCS son el número de tiras y la longitud de aplicación asociada.

TJZT es el espesor de camisa en la zona de traslapes de las barras longitudinales, NTJZT y LCZT son el número de tiras y la longitud de aplicación asociada.

TJPB es el espesor de camisa cuando se presenta un posible problema de pandeo de las barras longitudinales dentro de la articulación plástica, NTJPB y LCPB son el número de tiras y la longitud de aplicación asociada.



Nota: los resultados muestran diferencias mínimas respecto al ejemplo del capítulo 6.4.2.3.2 debido principalmente a las aproximaciones de cálculo y redondeo.