



Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

Facultad de Ingeniería Civil

División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería Civil

TESIS

# COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PILAS DE CONCRETO PRESFORZADO EN PUENTES CORTOS TIPO VIADUCTO

Que para obtener el grado de Maestro en Ingeniería en el Área de Estructuras

Presenta:

JUAN PABLO PRIETO ASTUDILLO

Asesor: DR. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS

Morelia, Michoacán  
Agosto 2014

## Resumen

Como resultado de las acciones sísmicas en distintos lugares del mundo, se ha observado daño severo, o el colapso total o parcial de viaductos urbanos elevados. Los efectos de sitio y en general los efectos por sismo en ese tipo de estructuras pueden ser críticos para los puentes del tipo péndulo invertido. Las diferentes legislaciones de diseño sísmico en México se refieren principalmente al concreto reforzado, y en menor medida al concreto parcialmente presforzado; en lo que respecta a estructuras de concreto. Aunque el comportamiento sísmico de elementos resistentes de concreto reforzado y parcialmente presforzado en general es muy similar, es importante conocer el comportamiento sísmico de cada uno, ya que el presfuerzo limita la capacidad para disipar energía en los elementos. En este trabajo se analizan las demandas de desplazamiento y ductilidad, así como los índices de daño de sistemas de un solo grado de libertad que representan a pilas formadas por una sola columna en puentes tipo viaducto. Se utilizan dos modelos de comportamiento histerético, uno para columnas de concreto, y otro para columnas de concreto reforzado con tendones de presfuerzo (concreto parcialmente presforzado). El estudio se lleva a cabo para las distintas zonas sísmicas del Estado de Michoacán y el Distrito Federal; las zonas sísmicas son consideradas con base en lo recomendado en el Manual de Obras Civiles 1993 de la Comisión Federal de Electricidad, y en las Normas Técnicas Complementarias 2004 para cada región respectivamente. Para el caso del concreto parcialmente presforzado se analizan dos posibles relaciones  $M_y/M_{agr}$  (momentos de fluencia y de agrietamiento). Los análisis se realizan utilizando acelerogramas originales y escalados de sismos característicos de cada región.

*Palabras clave:* viaducto elevado, pilas de concreto parcialmente presforzado, modelos histeréticos, comportamiento sísmico.

## Abstract

As the result of seismic forces acting on elevated viaducts, severe damage, total or partial collapse has been observed. Site effects and in general seismic effects on this type of structures can be critical when it comes to inverted pendulum structural systems. Seismic design codes in Mexico are mainly about reinforced concrete structures, and point a few observations about partially prestressed concrete elements, regarding concrete structures. Though it is known that seismic behavior of reinforced concrete and partially prestressed concrete lateral loads resistant elements are in general similar, it is important to treat each with its corresponding characteristics, given that a prestressing force limits the element's energy dissipation capacity. In this work, damage indexes, displacement and ductility demands are calculated for single degree of freedom systems, representing single-column bent bridges. Two models are used to describe the hysteretic behavior of partially prestressed concrete columns and reinforced concrete columns. The study is made for the State of Michoacan and the Distrito Federal area. Seismic zones are considered based on the recommended design spectra by each area's corresponding code. For the partially prestressed concrete model, two  $M_y/M_{crack}$  ratios are studied. Original and scaled characteristic accelerograms are used for each site.

*Keywords:* elevated viaduct, partially prestressed concrete single column bents, hysteretic models, seismic behavior.

## **Dedicatorias**

*A mi mamá, gracias mom.. Por todo lo que eres para mí y mis hermanos; para nuestra familia, por ser papá y mamá, maestra con el ejemplo, por el apoyo y el amor. Gracias.*

*A mis hermanos, Rebeca, Samuel, y Mauricio, gracias por el privilegio de crecer con ustedes.*

*A mi segunda familia, Dra. Dora y Dr. Ricardo. Gracias por estar ahí, por el apoyo, por sus palabras de aliento y dirección, y por cuidar de mí.*

*A mis amigos, ellos saben quienes son, por todos los ratos juntos, por su amistad, que ha sido uno de los más grandes regalos.*

*A todos y cada uno de mis maestros de licenciatura. En especial, al maestro Alberto Parra Meza, gracias por la paciencia y tiempo invertido en enseñarnos*

*A Susana, gracias por tu cariño y apoyo, y por darme el regalo y el privilegio de compartir mi tiempo contigo.*

## **Agradecimientos**

Al Dr. Hugo Hernández Barrios por la propuesta de este trabajo, así como por la dirección del mismo.

Gracias a todos y cada uno de los profesores de la maestría, por el tiempo invertido en nosotros sus alumnos, y por la dedicación con la que nos impartieron las clases, así como por la oportunidad de acercarnos a preguntar dudas e inquietudes.

Quiero agradecer de manera especial a los Dres. José Manuel Jara Guerrero, Manuel Jara Díaz, y Guillermo Martínez Ruiz, por su disposición a auxiliarme en todas las consultas express que me concedieron, que me dieron oportunidad de resolver dudas y preguntas que surgieron durante el trabajo.

Quiero agradecer a los hermanos Jorge y Nely, por el apoyo al final de este trabajo, sin él no me hubiera sido posible terminar a tiempo. También gracias a Oli, Erika y Fer, por todas las ricas cenas.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el apoyo económico y atenciones brindadas durante la maestría, con el fin de poder cursar la misma y poder concluir este trabajo.

## Contenido

Resumen en español.....	I
Resumen en inglés.....	II
Dedicatorias.....	III
Agradecimientos.....	IV
Lista de figuras.....	VIII
Lista de tablas.....	XII
<b>Capítulo 1. Introducción.....</b>	<b>1</b>
1.1 Comportamiento sísmico de puentes tipo viaducto.....	2
1.1.1 Comportamiento de puentes tipo viaducto en eventos sísmicos pasados.....	3
1.2 Presfuerzo en columnas, concreto parcialmente presforzado.....	6
1.3 Comportamiento histerético de pilas de concreto parcialmente presforzado.....	7
1.3.1 Investigaciones recientes sobre pilas de concreto parcialmente presforzadas.....	8
1.4 Filosofía de diseño para cartas sísmicas.....	11
1.4.1 Ductilidad.....	12
1.5 Daño sísmico.....	13
1.5.1 Índices de daño local.....	14
1.5.1.1 Relaciones demanda-capacidad de resistencia.....	15
1.5.1.2 Degradación estructural.....	16
<b>Capítulo 2. Análisis momento-curvatura en columnas de concreto presforzado bajo carga monotónica.....</b>	<b>17</b>
2.1 Teoría para el análisis momento curvatura bajo carga monotónica.....	18
2.1.1 Modelos Esfuerzo-Deformación.....	19
2.1.2 Desarrollo de la relación momento-curvatura en columnas de concreto presforzado.....	25
2.1.3 Comportamiento del núcleo de concreto confinado y del recubrimiento.....	28
2.1.4 Cálculo del momento y de la curvatura.....	29
2.2 Consideraciones para el acero de presfuerzo.....	30
2.3 Procedimiento numérico.....	31
2.4 Programa MCCOL.....	32
2.5 Excentricidad de los tendones de presfuerzo, cuantías de presfuerzo y refuerzo longitudinal.....	33
<b>Capítulo 3. Modelo histerético para el concreto presforzado.....</b>	<b>36</b>
3.1 Idealización Momento-Curvatura.....	37
3.1.1 Definición del Sistema Histerético para la idealización M-C.....	37
3.1.2 Secuencia del comportamiento para la idealización M-C.....	37
3.1.3 Valores numéricos de los parámetros de la idealización M-C.....	39
3.2 Idealización Fuerza-Desplazamiento.....	42
3.2.1 Definición del sistema histerético para la idealización V-X.....	42
3.2.2 Secuencia del comportamiento para la idealización V-X.....	42

3.2.3 Valores numéricos de los parámetros de la idealización V-X.....	42
3.2.4 Curvas obtenidas con el modelo de Blakeley y su comparación con curvas experimentales.....	43
3.3 Modificación a la idealización fuerza-desplazamiento de Blakeley, para incluir el efecto del acero de refuerzo longitudinal.....	44
3.4 Factor de ductilidad $\mu$ .....	48
3.5 Análisis paramétricos.....	48
3.5.1 Resistencia última lateral $V_u$ .....	50
3.5.2 Organización de los análisis.....	51
3.5.3 Cálculo del parámetro $\gamma_{LY}$ (PR), y valores del amortiguamiento y de $\alpha$ .....	52
3.5.4 Ordenadas espectrales.....	54
3.5.5 Escalamiento de registros.....	56
3.6 Programa MHCP.....	60
3.7 Resultados.....	62
3.7.1 Resultados obtenidos con registros originales.....	63
3.7.2 Resultados obtenidos con registros escalados.....	77
<b>Capítulo 4. Modelo histerético elastoplástico, y modelo histerético con degradación de rigidez para el concreto reforzado.....</b>	<b>89</b>
4.1 Modelo elastoplástico (EP) .....	89
4.1.1 Definición del modelo.....	89
4.2 Modelo de Clough Modificado (CM) .....	90
4.2.1 Degradación de la rigidez en la descarga.....	92
4.2.2 Definición del modelo.....	92
4.3 Rigidez inicial en los sistemas de concreto reforzado.....	93
4.4 Resistencia última lateral $V_u$ .....	95
4.5 Evaluación numérica de la respuesta dinámica.....	95
4.5.1 Estabilidad.....	96
4.5.2 Puntos de fluencia y puntos de cambio de sentido.....	97
4.5.3 Respuesta lineal y no lineal, algoritmo del método empleado.....	98
4.6 Programas CLOUGHMOD y ELASTOPLASTICO.....	100
4.7 Análisis paramétricos.....	100
4.7.1 Ordenadas espectrales.....	100
4.8 Resultados.....	102
4.8.1 Resultados obtenidos con registros originales.....	103
4.8.2 Resultados obtenidos con registros escalados.....	114
<b>Capítulo 5. Análisis de Columnas.....</b>	<b>125</b>
5.1 Cálculo de la longitud de articulación plástica.....	126
5.2 Requerimientos de flexión para articulaciones plásticas.....	127
5.3 Diseño sísmico de columnas para puentes.....	127
5.3.1 Criterio de desempeño.....	127
5.3.2 Capacidad de desplazamiento.....	128
5.3.3 Demanda de desplazamiento.....	129

5.4 Análisis del comportamiento sísmico de las columnas A10 y A16 del viaducto	
Bicentenario.....	129
5.4.1 Descripción de los tramos y elementos de estudio.....	129
5.4.2 Obtención de la demanda de desplazamiento.....	132
5.4.2.1 Registros.....	133
5.4.3 Criterio de falla.....	133
5.4.4 Análisis, columna circular A16.....	134
5.4.4.1 Análisis	
dinámico.....	135
5.4.5 Análisis, columna elíptica A10.....	138
5.4.5.1 Análisis dinámico.....	138
<b>Capítulo 6. Conclusiones.....</b>	<b>143</b>
<b>Referencias.....</b>	<b>145</b>



## Lista de figuras

Figura 1.1 Viaducto Hanshin, Kobe, Japón. ....	3
Figura 1.2 Viaducto Hanshin, Kobe, Japón. ....	3
Figura 1.3 Monoriel Shin-Kobe, Japón. ....	4
Figura 1.4 Columna del Monoriel Shin-Kobe, Japón. ....	4
Figura 1.5 Freeway Cypress, Oakland, CA. ....	5
Figura 1.6 Freeway Cypress, Oakland, CA. ....	5
Figura 1.7 Freeway Cypress, Oakland, CA(Zatar y Mutsuoshi, 2000). ....	8
Figura 1.8 Pila del Viaducto Hanshin. ....	8
Figura 1.9 Esquema de la sección analizada y sus ciclos histeréticos (Hui-li et al., 2014). ....	10
Figura 1.10 Sección analizada y sus ciclos histeréticos (Zatar & Mutsuyoshi, 2000). ....	10
Figura 1.11 Sección típica de columnas estudiadas (Torres Matos et al., 2013). ....	11
Figura 2.1 Columna con y sin desplazamiento lateral. ....	18
Figura 2.2 Modelo esfuerzo-deformación de Mander. ....	20
Figura 2.3 Modelo esfuerzo-deformación de Rodríguez y Botero. ....	22
Figura 2.4 Curva esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo obtenida con función modificada de Ramberg-Osgood. ....	24
Figura 2.5 Comportamiento a tensión y a compresión del acero de presfuerzo. ....	25
Figura 2.6: Etapas del análisis Momento-Curvatura. ....	26
Figura 2.7 Curva esfuerzo deformación del concreto. ....	27
Figura 2.8 Curva esfuerzo deformación del concreto sin y con confinamiento. ....	29
Figura 2.9 Estado de deformaciones incluyendo la deformación debida a $P_e$ . ....	31
Figura 2.10 Diagramas M-C con diferentes cuantías de acero de refuerzo longitudinal. ....	33
Figura 2.11 Diagramas M-C con diferentes cuantías de acero de presfuerzo. ....	34
Figura 2.12 Diagramas M-C con diferentes excentricidades del acero de presfuerzo. ....	34
Figura 3.1 Sistema estructural. ....	36
Figura 3.2 Idealización Momento-Curvatura. ....	38
Figura 3.3 Idealización Fuerza-Desplazamiento. ....	41
Figura 3.4 Curva V-X experimental, Pam Hoat Joen (1987). ....	43
Figura 3.5 Curva V-X teórica obtenida con el modelo de Blakeley. ....	44
Figura 3.6 Efecto del acero longitudinal en el diagrama M-C. ....	46
Figura 3.7 Obtención de la rigidez pos-fluencia. ....	47
Figura 3.8 Modelo de Blakeley modificado. ....	47
Figura 3.9 Sistema estructural de puentes tipo viaducto. ....	49
Figura 3.10 Esquema del análisis paramétrico. ....	52
Figura 3.11: Fuerza lateral y Momento en la base de la columna. ....	53
Figura 3.12 Espectros de respuesta de registros originales (Michoacán). ....	57
Figura 3.13 Espectros de respuesta de registros escalados (Michoacán). ....	58
Figura 3.14 Espectros de respuesta de registros originales (Distrito Federal). ....	58
Figura 3.15 Espectros de respuesta de registros escalados (Distrito Federal). ....	58
Figura 3.16 Espectros de peligro uniforme para la zona del pacífico (López, 2013). ....	59
Figura 3.17 Comparación de ciclos histeréticos obtenidos. ....	60
Figura 3.18 Comparación de la respuesta inelástica obtenida con diferentes registros. ....	61

Figura 3.19 Comparación de respuesta elástica obtenida con diferentes registros. ....	61
Figura 3.20 Registro sísmico de Caleta de campos (CALE9701.111). ....	65
Figura 3.21 Desplazamientos máximos (Caleta de Campos). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	65
Figura 3.22 Factores de ductilidad (Caleta de Campos). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	65
Figura 3.23 Índices de daño (Caleta de Campos). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	65
Figura 3.24 Registro sísmico de Manzanillo (MZ019510.092). ....	66
Figura 3.25 Desplazamientos máximos (Manzanillo). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	66
Figura 3.26 Factores de ductilidad (Manzanillo). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	66
Figura 3.27 Índices de daño (Manzanillo). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	66
Figura 3.28 Registro sísmico de Manzanillo (MZ039510.092). ....	67
Figura 3.29 Desplazamientos máximos (Manzanillo). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	67
Figura 3.30 Factores de ductilidad (Manzanillo). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	67
Figura 3.31 Índices de daño (Manzanillo). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	67
Figuras 3.32 a 3.34 Diagramas V-X (BM, Michoacán) .....	68
Figuras 3.35 a 3.37 Diagramas V-X (BM, Michoacán) .....	68
Figura 3.38 Registros sísmicos, D.F. (CUMV8509.191, SXVI8509.191, SCT18509.191). ....	72
Figura 3.39 Desplazamientos máximos (DF). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	72
Figura 3.40 Factores de ductilidad (DF). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	72
Figura 3.41 Índices de daño (DF). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	72
Figuras 3.42 a 3.44 Diagramas V-X (BM, Distrito Federal) .....	73
Figuras 3.45 a 3.47 Diagramas V-X (BM, Distrito Federal) .....	73
Figura 3.48 Registro sísmico escalado de Caleta de campos (CALE9701.111*). ....	79
Figura 3.49 Desplazamientos máximos (Caleta de Campos*). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	79
Figura 3.50 Factores de ductilidad (Caleta de Campos*). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	79
Figura 3.51 Índices de daño (Caleta de Campos*). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	79
Figura 3.52 Registro sísmico escalado de Manzanillo (MZ019510.092*). ....	80
Figura 3.53 Desplazamientos máximos (Manzanillo*). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	80
Figura 3.54 Factores de ductilidad (Manzanillo*). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	80
Figura 3.55 Índices de daño (Manzanillo*). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	80
Figura 3.56 Registro sísmico escalado de Manzanillo (MZ039510.092*). ....	81
Figura 3.57 Desplazamientos máximos (Manzanillo*). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	81
Figura 3.58 Factores de ductilidad (Manzanillo*). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	81
Figura 3.59 Índices de daño (Manzanillo*). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	81
Figuras 3.60 a 3.62 Diagramas V-X (BM, Michoacán*) .....	82
Figuras 3.63 a 3.65 Diagramas V-X (BM, Michoacán*) .....	82
Figura 3.66 Registros sísmicos, D.F. (CUMV8509.191*, SXVI8509.191*, SCT18509.191*). ....	85
Figura 3.67 Desplazamientos máximos (DF*). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	85
Figura 3.68 Factores de ductilidad (DF*). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	85
Figura 3.69 Índices de daño (DF*). $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ . ....	85
Figuras 3.70 a 3.71 Diagramas V-X (BM, Distrito Federal*) .....	86
Figuras 3.72 a 3.73 Diagramas V-X (BM, Distrito Federal*) .....	86
Figura 4.1 Modelo Elastoplástico. ....	90
Figura 4.2 Modelo de Clough. ....	91

Figura 4.3 Modificación del Modelo de Clough. ....	91
Figura 4.4 Modelo de Clough empleado. ....	93
Figura 4.5 Puntos de fluencia y cambio de sentido del desplazamiento. ....	98
Figura 4.6 Registro sísmico de Caleta de campos (CALE9701.111). ....	104
Figura 4.7 Desplazamientos máximos (Caleta de Campos). CM, EP. ....	104
Figura 4.8 Factores de ductilidad (Caleta de Campos). CM, EP. ....	104
Figura 4.9 Índices de daño (Caleta de Campos). CM, EP. ....	104
Figura 4.10 Registro sísmico de Manzanillo (MZ019510.092). ....	105
Figura 4.11 Desplazamientos máximos (Manzanillo). CM, EP. ....	105
Figura 4.12 Factores de ductilidad (Manzanillo). ....	105
Figura 4.13 Índices de daño (Manzanillo). CM, EP. ....	105
Figura 4.14 Registro sísmico de Manzanillo (MZ039510.092). ....	106
Figura 4.15 Desplazamientos máximos (Manzanillo). CM, EP. ....	106
Figura 4.16 Factores de ductilidad (Manzanillo). CM, EP. ....	106
Figura 4.17 Índices de daño (Manzanillo). CM, EP. ....	106
Figuras 4.18 a 4.20 Diagramas V-X (CM, Manzanillo*). ....	107
Figuras 4.21 a 4.23 Diagramas V-X (CM, Manzanillo*). ....	108
Figura 4.24 Registros sísmicos, D.F. (CUMV8509.191, SXVI8509.191, SCT18509.191). ....	110
Figura 4.25 Desplazamientos máximos (DF). CM, EP. ....	110
Figura 4.26 Factores de ductilidad (DF). CM, EP. ....	110
Figura 4.27 Índices de daño (DF). CM, EP. ....	110
Figuras 4.28 a 4.30 Diagramas V-X (CM, Distrito Federal*). ....	111
Figuras 4.31 a 4.33 Diagramas V-X (CM, Distrito Federal*). ....	112
Figura 4.34 Registro sísmico escalado de Caleta de campos (CALE9701.111*). ....	115
Figura 4.35 Desplazamientos máximos (Caleta de Campos*). CM, EP. ....	115
Figura 4.36 Factores de ductilidad (Caleta de Campos*). CM, EP. ....	115
Figura 4.37 Índices de daño (Caleta de Campos*). CM, EP. ....	115
Figura 4.38 Registro sísmico escalado de Manzanillo (MZ019510.092*). ....	116
Figura 4.39 Desplazamientos máximos (Manzanillo*). CM, EP. ....	116
Figura 4.40 Factores de ductilidad (Manzanillo*). CM, EP. ....	116
Figura 4.41 Índices de daño (Manzanillo*). CM, EP. ....	116
Figura 4.42 Registro sísmico escalado de Manzanillo (MZ039510.092*). ....	117
Figura 4.43 Desplazamientos máximos (Manzanillo*). CM, EP. ....	117
Figura 4.44 Factores de ductilidad (Manzanillo*). CM, EP. ....	117
Figura 4.45 Índices de daño (Manzanillo*). CM, EP. ....	117
Figuras 4.46 a 4.48 Diagramas V-X (BM, Michoacán*). ....	118
Figuras 4.49 a 4.51 Diagramas V-X (BM, Michoacán*). ....	119
Figura 4.52 Registros sísmicos, D.F. (CUMV8509.191*, SXVI8509.191*, SCT18509.191*). ....	121
Figura 4.53 Desplazamientos máximos (DF*). CM, EP. ....	121
Figura 4.54 Factores de ductilidad (DF*). CM, EP. ....	121
Figura 4.55 Índices de daño (DF*). CM, EP. ....	121
Figuras 4.56 a 4.58 Diagramas V-X (BM, Distrito Federal*) ....	122
Figuras 4.59 a 4.61 Diagramas V-X (BM, Distrito Federal *) ....	123

Figura 5.1 Deformación inelástica de una columna. ....	125
Figura 5.2 Ubicación de los sitios de estudio. ....	130
Figura 5.3 Elevación de columnas y calzada (metros). Fotografías de los tramos en estudio. ....	130
Figura 5.4 Secciones transversales de las columnas A10 y A16. Dimensiones en cm. ....	131
Figura 5.5 Diagrama Momento-Curvatura de la columna A16. (MCCOL). ....	134
Figuras 5.6 a 5.7 Diagramas V-X y HDT Columna A16. ....	135
Figuras 5.8 a 5.10 Diagramas V-X y HDT Columna A16. ....	136
Figuras 5.11 a 5.13 Diagramas V-X y HDT Columna A16. ....	137
Figura 5.14 Diagrama Momento-Curvatura de la columna A10. (MCCOL). ....	138
Figuras 5.15 a 5.17 Diagramas V-X y HDT Columna A10. ....	139
Figuras 5.18a 5.20 Diagramas V-X y HDT Columna A10. ....	140
Figuras 5.21a 5.22 Diagramas V-X y HDT Columna A10. ....	141

## Lista de tablas

Tabla 2.1 Valores de constantes para la función de Ramberg-Osgood. ....	25
Tabla 3.1 Valores numéricos de los parámetros (M-C). ....	40
Tabla 3.2 Valores numéricos de los parámetros (V-X). ....	43
Tabla 3.3 Ordenadas espectrales (Estado de Michoacán). ....	54
Tabla 3.4 Cargas normalizadas (Estado de Michoacán). ....	55
Tabla 3.5 Ordenadas espectrales (Distrito Federal). ....	55
Tabla 3.6 Cargas normalizadas (Distrito Federal). ....	55
Tabla 3.7 Registros sísmicos, factores de escala (FS) y reglamentos usados. ....	59
Tabla 3.8 Parámetros del sistema de prueba analizado. ....	60
Tabla 3.9 Estados alcanzados en los sistemas, $\gamma_{LY} = 3$ . ....	63
Tabla 3.10 Estados alcanzados en los sistemas, $\gamma_{LY} = 5$ . ....	63
Tabla 3.11 Estados alcanzados en los sistemas, $\gamma_{LY} = 3$ . ....	63
Tabla 3.12 Estados alcanzados en los sistemas, $\gamma_{LY} = 5$ . ....	64
Tabla 3.13 Estados alcanzados en los sistemas, $\gamma_{LY} = 3$ . ....	77
Tabla 3.14 Estados alcanzados en los sistemas, $\gamma_{LY} = 5$ . ....	77
Tabla 3.15 Estados alcanzados en los sistemas, $\gamma_{LY} = 3$ . ....	77
Tabla 3.16 Estados alcanzados en los sistemas, $\gamma_{LY} = 5$ . ....	78
Tabla 4.1 Recomendaciones del Código de diseño de concreto reforzado de Nueva Zelanda. ....	94
Tabla 4.2 Recomendaciones del Reglamento para concreto estructural ACI 318S-05.....	94
Tabla 4.3 Factores de reducción (Paulay y Priestley, 1992). ....	94
Tabla 4.4 Estados alcanzados en los sistemas (modelos EP y CM). ....	103
Tabla 4.5 Estados alcanzados en los sistemas (modelos EP y CM). ....	103
Tabla 4.6 Estados alcanzados en los sistemas (modelos EP y CM). ....	114
Tabla 4.7 Estados alcanzados en los sistemas (modelos EP y CM). ....	114
Tabla 5.1 Propiedades del concreto, acero y carga axial en las secciones A10 y A16. ....	132
Tabla 5.2 Constantes Para el modelo del concreto confinado de Campione-Fossetti y para la función modificada de Ramberg-Osgood (Mattock) para el acero de presfuerzo. ....	132
Tabla 5.3 Propiedades de la columna A16, desplazamientos en m, curvaturas en rad/m, momentos en T · m. ....	135
Tabla 5.4 Propiedades de la columna A10, desplazamientos en m, curvaturas en rad/m, momentos en T · m. ....	138

## Capítulo 1. Introducción

---

Entender, predecir, y prevenir el colapso ha sido siempre una de los principales objetivos de la ingeniería sísmica. Desde el punto de vista financiero, el colapso constituye un estado límite asociado con la pérdida completa de la estructura. Pero también es la causa principal de heridos y pérdidas humanas durante terremotos severos.

Existen distintas formas de estudiar cómo y por qué ocurre el colapso, dos muy empleadas son: 1) Analizando el comportamiento dinámico de los sistemas estructurales sometidos a cargas cíclicas. 2) Analizando el comportamiento de la estructura bajo condiciones controladas que induzcan el colapso. Este trabajo trata el primer enfoque, y aunque el objetivo no es estudiar el colapso en sí, sino estudiar el comportamiento dinámico de la estructura, es importante ya que se utilizan herramientas y conceptos que se usan como base para entender y prevenir el mismo. Al final el objetivo es el mismo, proporcionar herramientas e información que lleven a recomendaciones y criterios de diseño realistas.

En los últimos años se han desarrollado y propuesto varios enfoques para evaluar el colapso en estructuras. Se ha trabajado en el estudio de los diferentes factores que afectan y contribuyen al colapso de las estructuras, como los efectos  $P-\Delta$  por ejemplo. Algunas de estas investigaciones han sido enfocadas en sistemas sin degradación estructural. También se ha trabajado en desarrollar modelos no lineales que reproduzcan los resultados experimentales del comportamiento de los elementos estructurales. A continuación se describen brevemente algunas de las investigaciones al respecto

**Estudios en estructuras sin degradación:** En los primeros modelos propuestos para estudiar el comportamiento dinámico de las estructuras, no se incluían los efectos por degradación estructural.

Takizawa y Jennings (1980) evaluaron la capacidad última de marcos de concreto reforzado sometidos a excitaciones sísmicas utilizando un modelo trilineal con un sistema equivalente de un grado de libertad sin degradación en el comportamiento histerético. Se consideraron explícitamente los efectos  $P-\Delta$  y concluyeron que el colapso estructural está fuertemente influenciado por la duración del sismo. La inestabilidad de edificios sujetos a excitaciones sísmicas fue estudiada por Bernal (1990, 1992, 1998). Bernal usó marcos en dos dimensiones momento-resistentes y concluyó que la inestabilidad dinámica no se

puede prevenir con sólo limitar las derivas elásticas máximas de los entrepisos bajo cargas laterales de diseño.

**Estudios en estructuras con degradación:** Estudios experimentales han mostrado que el comportamiento histerético de un elemento estructural depende de varios parámetros estructurales que afectan en gran manera las características de deformación y disipación de energía. Como consecuencia, se ha desarrollado una amplia variedad de modelos histeréticos que consideran la degradación.

Song y Pincheira (2000) estudiaron el efecto que tiene la degradación de la rigidez y la resistencia, sobre el máximo desplazamiento inelástico de sistemas con un solo grado de libertad. Encontraron que la relación de desplazamientos entre los sistemas con degradación y los sistemas sin degradación puede llegar a ser igual a dos (especialmente para el rango de periodos cortos) y que ésta varía significativamente con el nivel de degradación y el tipo de movimiento sísmico. Pekoz y Pincheira (2004) También se obtuvo que para un movimiento sísmico dado, los desplazamientos máximos pueden variar de manera significativa dependiendo del modelo usado. Chintanapakdee y Jaiyong (2012) encontraron que los desplazamientos máximos de azotea (en el caso de edificios) se obtienen con mayor precisión cuando se toma en cuenta el efecto de la degradación estructural.

## **1.1 Comportamiento sísmico de puentes tipo viaducto**

El comportamiento último real de los elementos se puede observar bajo la acción de un sismo severo real, cuando estos se comportan de manera adecuada, o fallan causando grandes daños y/o pérdidas.

Predecir y conocer de manera acertada el comportamiento de los elementos resistentes bajo acciones sísmicas es de suma importancia en los puentes tipo viaducto, ya que de ello depende la estabilidad de la estructura durante y después de un sismo. Los viaductos elevados son estructuras que deben permanecer funcionales después de un sismo debido a su importancia como vías de comunicación y transporte; además de que su colapso representa un riesgo significativo en términos tanto de pérdidas económicas, como de pérdidas de vidas humanas.

A través de la historia y de la experiencia se han ido estudiando los efectos que tienen los sismos en los sistemas estructurales, y es a partir de lo aprendido en eventos sísmicos pasados que se han identificado las deficiencias de los requerimientos de diseño en los códigos; a la vez que del estudio de los tipos de fallas y mecanismos de colapso que se han

observado después de un sismo severo se ha podido entender de manera más clara el comportamiento de los elementos estructurales cuando estos se ven sometidos a diversos tipos de acciones sísmicas. El conocimiento del comportamiento sísmico de las estructuras permite definir los mecanismos y acciones de refuerzo requeridos para la reducción de los efectos provocados por los movimientos del terreno durante un sismo.

### 1.1.1 Comportamiento de puentes tipo viaducto en eventos sísmicos pasados

#### *Terremoto de Kobe 1995*

El sismo se originó en una falla principal al noreste de la prefectura Hyogo-ken Nambu. Algunas estaciones sísmicas en terreno rocoso registraron una duración de 15 s, mientras que las estaciones en suelos blandos registraron duraciones de hasta 100 s. La aceleración alcanzó 0.89 g, correspondiente a la componente N-S. En los lugares cercanos a la costa se presentaron daños importantes por efecto de la licuefacción del suelo (Shinozuka).



Figura 1.1 Viaducto Hanshin, Kobe, Japón.



Figura 1.2 Viaducto Hanshin, Kobe, Japón.



En las figuras 1.1 y 1.2 se observan las fallas por flexión en las columnas del viaducto Hanshin, debidas a falta de detallado en el refuerzo longitudinal, lo que derivó en el colapso de la estructura en gran parte de su longitud.



Figura 1.3 Monoriel Shin-Kobe, Japón.



Figura 1.4 Columna del Monoriel Shin-Kobe, Japón.

En las figuras 1.3 y 1.4 se muestran las fallas de flexión en las columnas del monorriel Shin-Kobe, se puede apreciar la articulación plástica y el pandeo de las barras longitudinales. En esta estructura no se presentó el colapso.

#### *Loma Prieta 1989*

El sismo fue ocasionado por la falla de San Andrés, afectó principalmente el área de la Bahía de San Francisco, CA. Tuvo una duración de entre 15 s y 20 s, y una aceleración pico de 0.64 g cerca de la falla (Irvine).



Figura 1.5 Freeway Cypress, Oakland, CA.



Figura 1.6 Freeway Cypress, Oakland, CA.

En el momento de su construcción, el criterio sísmico del Estado de California requería diseñar para una fuerza lateral igual a 0.06 veces la carga muerta. Más tarde se determinó que la frecuencia angular de las ondas sísmicas era casi igual a la de las secciones horizontales de la estructura. Durante el sismo el concreto que rodeaba la base de las columnas se desprendió, y sin la presencia de concreto en la base de los elementos resistentes, las columnas se deslizaron lateralmente bajo la carga del tablero, ocasionando el colapso de una parte del mismo. (Yashinsky, 1998)

En las figuras se muestran los efectos que las solicitudes inerciales tuvieron sobre los elementos resistentes de los viaductos. En algunos de los casos se puede observar el desarrollo de la articulación plástica. Las fallas se deben principalmente a las altas demandas de flexión en las columnas y falta de desarrollo en la longitud del acero longitudinal.

En un estudio acerca del terremoto de Northridge de 1994, Cooper et al. (1994) señalan que el daño observado en puentes por sismos pasados, generalmente se atribuye a una o más de las siguientes causas.

- Fallas en las rampas de acceso y daño en los estribos debido al deterioro de las condiciones de apoyo, causado por la falla del suelo cercano a los estribos.
- Colapso o desacomodo de las vigas debido a fallas en los apoyos o anchos de apoyo inadecuados.
- Fallas de columnas debidas a demandas excesivas de flexión o cortante por las solicitudes impuestas por el sismo. (con frecuencia las capacidades inadecuadas en las columnas de concreto reforzado se deben a confinamiento pobre del concreto y a deficiencia en el anclaje y traslape de barras longitudinales)
- Fallas en las bases de las columnas debidas a demandas excesivas de flexión o cortante. (las capacidades inadecuadas en la base de columnas de concreto reforzado se deben a la falta de acero longitudinal en zonas extremas de la sección, detallado pobre de la conexión base-columna, o capacidades de carga inadecuadas).

## **1.2 Presfuerzo en columnas, concreto parcialmente presforzado**

Existen tres tipos de configuración en cuanto al refuerzo y /o presfuerzo que puede tener un elemento de concreto, estos son: reforzado, presforzado, y parcialmente presforzado. El primero se refiere al concreto que cuenta con refuerzo longitudinal convencional con el fin de proveer al elemento de una resistencia a flexión adecuada. El segundo se refiere al concreto que en lugar de estar provisto de refuerzo longitudinal convencional descrito, cuenta con tendones de acero de presfuerzo que contrarrestan esfuerzos no deseados de flexión mediante la carga axial interna que impone la fuerza de presfuerzo sobre el elemento. El tercero, es una combinación de los anteriores, y de este punto en adelante en este trabajo se referirá como PRC.

Si una columna se encuentra sujeta únicamente a carga axial de compresión, no tiene sentido en emplear el presfuerzo. En la práctica estructural es muy poco probable encontrar una columna con carga concéntrica de compresión únicamente. En la mayoría de los casos, las columnas además de la carga axial también se encuentran sujetos a momentos flexionantes, generados por excentricidad de la carga axial, o por la acción de nudo rígido debida a la continuidad de un marco. El viento o la acción sísmica pueden generar directamente tensión en las columnas, combinada con esfuerzos de flexión importantes. El presfuerzo en columnas resulta conveniente, de manera particular, cuando la relación momento flexionante - fuerza axial es alta.

Las columnas de concreto presforzado pueden ser cortas o largas. En el primer caso, la resistencia de la columna depende únicamente de la resistencia del acero y el concreto,

así como de geometría de la sección transversal, mientras que en el segundo caso, la resistencia se ve disminuida de manera significativa por los efectos de esbeltez; este trabajo estudia el primer caso. Las deflexiones y el agrietamiento en columnas de concreto presforzado bajo cargas de servicio casi nunca representan un problema.

Para describir el grado de presfuerzo en un elemento parcialmente presforzado, se ha definido el índice de presfuerzo. Existen diferentes propuestas para calcular el índice de presfuerzo, algunas basadas en el nivel de presfuerzo, y otras en la contribución del acero de presfuerzo a la resistencia a flexión total del elemento.

La expresión usada en este trabajo para definir el índice de presfuerzo, es una de las más comunes, conocida como *PPR* (partial prestressing ratio, por sus siglas en inglés), que es una relación entre la contribución del acero de presfuerzo al momento resistente de la sección ( $M_{np}$ ), y el momento resistente de la sección ( $M_n$ ).

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} \quad (1.1)$$

### **1.3 Comportamiento histerético de pilas de concreto parcialmente presforzado**

De manera general se asume que la respuesta dinámica de una estructura de concreto presforzado ante un sismo importante; será de mayor que la de la misma estructura pero de concreto reforzado. La razón de estas suposiciones son; en primer lugar, el bajo porcentaje de amortiguamiento viscoso que se espera de una estructura de concreto presforzado, en relación a una de concreto reforzado, y en segundo lugar; la poca capacidad de disipación de energía de los elementos de concreto presforzado (Blakeley, 1971).

Debido a que este trabajo trata sobre elementos de PRC, no se ahondará en el comportamiento y antecedentes del concreto presforzado; sin embargo es importante señalar algunos aspectos importantes del mismo, ya que el comportamiento histerético de los elementos de PRC se ve afectado por los mismos motivos que definen el comportamiento histerético del concreto presforzado. Principalmente, los dos factores de comportamiento dinámico que se ven afectados por el presfuerzo en un elemento de concreto son: el amortiguamiento viscoso y la capacidad para disipar energía. Los ciclos histeréticos del concreto presforzado se caracterizan por tener una forma de “s” alargada. En la figura se muestran los ciclos histeréticos característicos de un elemento de concreto presforzado (a), uno de concreto reforzado (b) y uno de concreto parcialmente presforzado (c), (b) y (c) se obtuvieron sujetos a la misma señal sísmica.

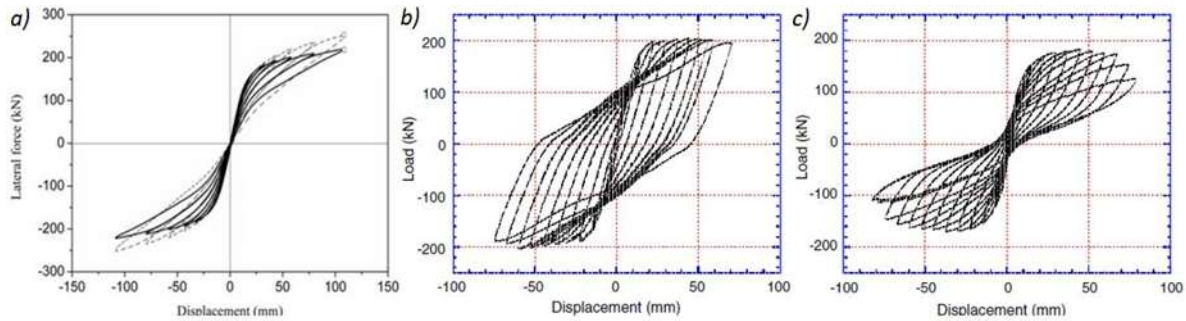


Figura 1.7 Ciclos histetréticos obtenidos experimentalmente (Zatar y Mutsuoshi, 2000).

Como se puede ver, la principal diferencia del comportamiento histerético es la capacidad del sistema para disipar energía. La carga axial producida por la fuerza del presfuerzo disminuye el agrietamiento en el elemento. En el caso del concreto reforzado y parcialmente presforzado la fluencia del acero de refuerzo contribuye a la disipación de energía, por lo que se obtienen ciclos histeréticos que encierran mayor área.

### 1.3.1 Investigaciones recientes sobre pilas parcialmente presforzadas

En el terremoto de Kobe en 1995, un gran número de pilas de concreto reforzado necesitaron reconstrucción debido a las excesivas deformaciones plásticas residuales, como se ilustra en la figura 1.7.



Figura 1.8 Pila del Viaducto Hanshin.

A partir de lo anterior, a nivel internacional se llevaron a cabo numerosas pruebas e investigaciones teóricas sobre pilas capaces de desarrollar ductilidades altas y desplazamientos residuales menores (Hiber, 2005). Con el apoyo de la Asociación Japonesa del Concreto Presforzado (JPCEA por sus siglas en inglés), de acuerdo a las desventajas de la poca ductilidad, baja capacidad para disipar energía de las pilas totalmente presforzadas, y grandes deformaciones plásticas residuales de las pilas de concreto reforzado común, De Felice (2009) expuso la idea de usar refuerzo longitudinal

común en conjunto con tendones de presfuerzo en las pilas para puentes. El tendón vertical de presfuerzo puede disminuir la deformación plástica residual. Por otra parte, el refuerzo longitudinal común puede incrementar la capacidad para disipar energía, así como la ductilidad de la pila además de controlar el agrietamiento de la misma. Diversas investigaciones (Iemura et al. (2004), Ikeda (1998), Kwan et al. (2003), Feng (2008), Xunliu (2007), Wang et al. (2008)) han demostrado que incluir tendones de presfuerzo en pilas de concreto reforzado puede aumentar su capacidad para recentrarse, y disminuir el desplazamiento residual de la pila bajo la excitación sísmica. Por otra parte, debido a la baja disipación de energía, también se incrementa la demanda de desplazamiento. Los factores más importantes que afectan el comportamiento sísmico de pilas (de puentes) de concreto presforzado coladas en el sitio, incluyen el grado de tensión y localización del presfuerzo, y la cantidad de tendones. A continuación se mencionan algunas de las investigaciones al respecto, y las conclusiones obtenidas de las mismas (Wang Hui-Li et al., 2014).

#### *Hui-li et al*

Hui-li, Guang-qi, y Qin Si-feng (2014) llevaron a cabo un estudio sobre el comportamiento histerético de pilas de concreto reforzado y con tendones de presfuerzo usando un modelo de fibras en secciones como la mostrada en la figura 1.9. En el estudio se analizó la influencia de la cantidad de tendones, la cantidad de refuerzo longitudinal y la cantidad de refuerzo transversal, sobre la respuesta de la pila. Las conclusiones del estudio fueron:

- Si se incrementa la cantidad de tendones: el efecto de adelgazamiento de los ciclos histeréticos es más evidente, hay menor desplazamiento residual, y hay menor capacidad para disipar energía. La capacidad del momento resistente se incrementa en cierto grado. La sección tipo estudiada y algunos de los ciclos de histéresis calculados para diferentes cantidades de tendones se muestran en la figura.
- Si se incrementa el refuerzo longitudinal: el efecto de adelgazamiento de los ciclos histeréticos es más evidente pero menor al que se obtiene con el incremento de la cantidad de tendones. Por otra parte, la capacidad para disipar energía, la ductilidad y la capacidad de cortante tienden a disminuir. La rigidez pos-fluencia se incrementa.
- Si se incrementa el refuerzo transversal en forma de estribos: el área de histéresis, la capacidad de cortante y la ductilidad son mayores.

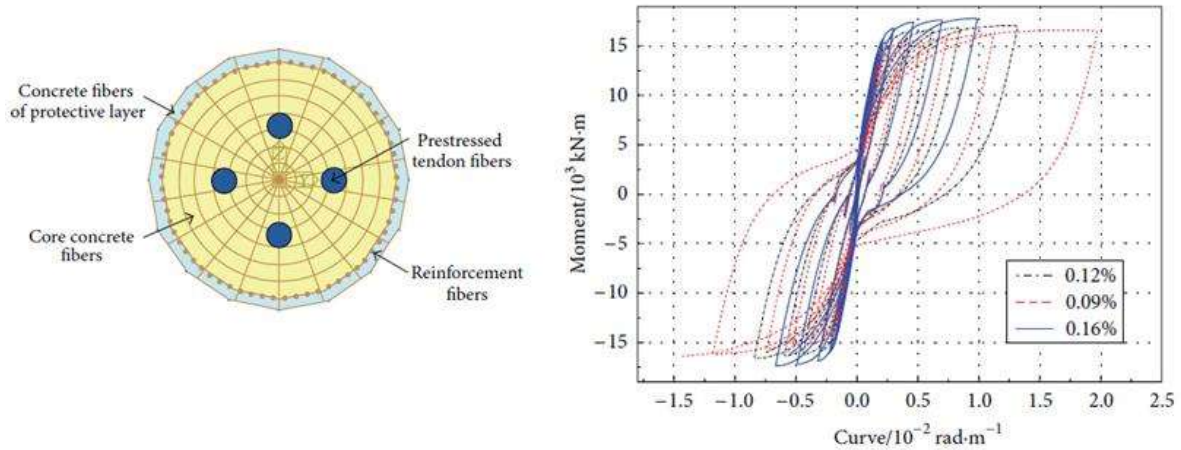


Figura 1.9 Esquema de la sección analizada y sus ciclos histeréticos (Hui-li et al., 2014).

### Zatar y Mutsuyoshi

Zatar y Mutsuyoshi (2000) realizaron un estudio experimental con secciones presforzadas y propusieron un modelo histerético para secciones tanto reforzadas como parcialmente presforzadas que mostró buena correlación con los resultados experimentales. Una de las secciones estudiadas y sus ciclos histeréticos obtenidos experimentalmente se muestran en la figura (1.10). Las conclusiones obtenidas del estudio fueron:

- Las pilas con tendones mostraron ser superiores en cuanto a las características de recuperación elástica. También estas presentaron menor desplazamiento residual.
- El agrietamiento residual en las pilas con tendones es menos severo que en las pilas de concreto reforzado. Se puede reducir los anchos de grietas incrementando la fuerza de presfuerzo en los tendones.
- La capacidad para disipar energía es menor en las pilas con tendones.

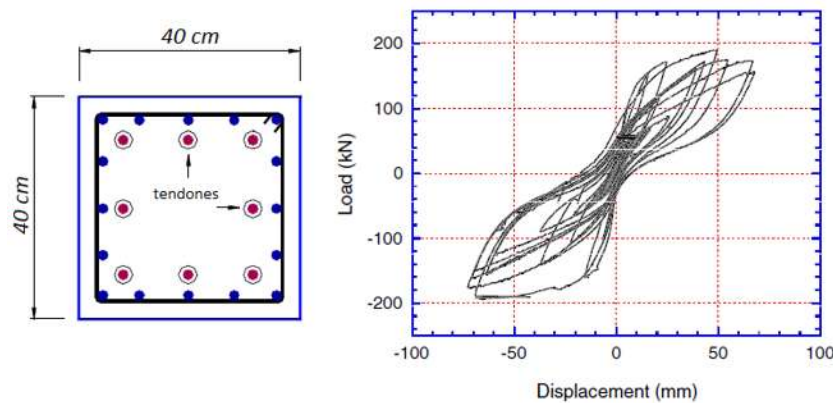


Figura 1.10 Sección analizada y sus ciclos histeréticos (Zatar & Mutsuyoshi, 2000).

Torres Matos et al.

En un estudio llevado a cabo por Torres Matos, Restrepo et al. (2013) en donde se propusieron ecuaciones para calcular el momento resistente en columnas parcialmente presforzadas y se compararon los resultados con los de pruebas experimentales realizadas a secciones como la que se muestra en la figura (1.11), se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Para un valor específico de  $f'_c$ , los resultados encontrados indican que una mayor participación del acero de refuerzo longitudinal no modifica la capacidad de curvatura última, pero tiene la ventaja de que aumenta la capacidad resistente a flexión hasta en 23%.
- Un análisis paramétrico permitió encontrar que el uso de acero de presfuerzo en columnas para puentes es favorable para incrementar la capacidad de deformación, cuando se emplea concreto de alta resistencia.

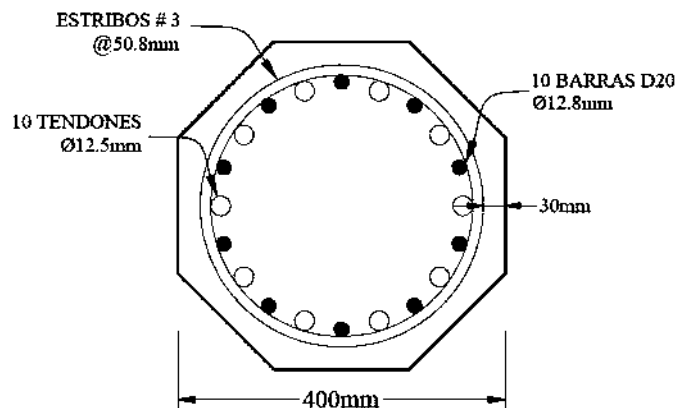


Figura 1.11 Sección típica de columnas estudiadas (Torres Matos et al., 2013).

#### 1.4 Filosofía de diseño para cargas sísmicas (Marianos et al., 1999)

En el diseño sísmico, la preocupación primordial es la seguridad de los ocupantes de las estructuras (Bertero 1986), y en segundo término de importancia, está el aspecto económico. Aún para un evento sísmico con una probabilidad de ocurrencia considerable, no es posible garantizar con absoluta certeza la supervivencia de los usuarios y la ausencia de daño estructural. El FEMA (Federal Emergency Management Agency, por sus siglas en inglés) en su publicación “NEHRP 1997 Recommended Provisions”, recomienda ciertos requerimientos para proveer a una estructura de seguridad de vida, de manera prudente y



razonable. Para lograr este objetivo, las estructuras deben ser diseñadas para resistir fuerzas de diseño con resistencia y rigidez adecuadas, con el propósito de limitar el daño estructural a niveles aceptables. Las fuerzas se determinan haciendo uso de un coeficiente de modificación a la respuesta, para reducir las fuerzas obtenidas. Esta reducción se hace con el fin de considerar la reducción en la demanda de resistencia debida a varios efectos, como pueden ser la disipación de energía a través del amortiguamiento histerético, y el alargamiento del periodo por la incursión de la estructura en el intervalo inelástico. En términos simples, existen dos opciones de diseño sísmico: 1) hacer la estructura lo suficientemente resistente como para que responda elásticamente; o 2) permitir que la estructura se deforme inelásticamente, siempre que se provea a la misma de ductilidad y capacidad de disipación de energía adecuadas. La segunda opción permite diseñar la estructura para fuerzas considerablemente menores que las requeridas para la primera opción. En el diseño de estructuras de concreto parcialmente presforzado de acuerdo al segundo enfoque, se tienen que cuidar los mismos aspectos que para el caso de diseño en concreto reforzado, el diseñador debe asegurar:

- Ductilidad en las articulaciones plásticas
- Capacidad adecuada para disipar energía a través del amortiguamiento y de la histéresis.

#### **1.4.1 Ductilidad**

La ductilidad representa la capacidad de una estructura o componente estructural de deformarse inelásticamente sin llegar a la falla y, preferiblemente, sin pérdida substancial de resistencia.

La ductilidad en los sistemas estructurales permite la redistribución de fuerzas en sistemas estáticamente indeterminados, y asegura una falla gradual en lugar de frágil. Para el caso de las estructuras del tipo péndulo invertido, la necesidad de proveer de ductilidad a la estructura es aún más crítica, ya que en estos sistemas sólo es necesaria una articulación plástica para producir un mecanismo de colapso. Si no se cuenta con una ductilidad adecuada en la región de la articulación plástica, el elemento resistente no será capaz de desarrollar la rotación inelástica necesaria. Usualmente la ductilidad para elementos y sistemas estructurales se expresa en términos de un cociente de ductilidad de deformación, donde la deformación es descrita en términos de desplazamiento, rotación, o curvatura. Las ductilidades de desplazamiento y rotación son indicadores de la deriva y son usados en el análisis estructural. La ductilidad de curvatura se usa para definir el comportamiento del elemento en las articulaciones plásticas. El factor de ductilidad está definido como la relación entre la deformación última y la deformación de fluencia.

Al respecto de la deformación de fluencia, Marianos et al. (1999) reportan lo siguiente en un reporte elaborado por el ACI:

En el caso del concreto parcialmente presforzado la deformación de fluencia puede ser bastante arbitraria (Naaman et al. 1986; Thompson y Park 1980; Giannini et al. 1986). La sección contiene tanto acero de refuerzo como de presfuerzo que pueden tener diferentes esfuerzos de fluencia; el acero de presfuerzo no tiene un punto de fluencia definido, y los lechos de refuerzo fluirán para diferentes niveles de deformación del elemento, por lo que la deformación de fluencia se puede definir de varias maneras. Entre las numerosas investigaciones sobre el concreto parcialmente presforzado, no ha habido una definición consistente de la deformación de fluencia.

Existen diferentes propuestas para definir el desplazamiento de fluencia en un elemento parcialmente presforzado. En este trabajo el desplazamiento de fluencia para elementos parcialmente presforzados se considera como el desplazamiento asociado a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal localizado en las zonas extremas de la sección transversal del elemento. Se escogió este criterio debido a que para los casos estudiados la fluencia del acero de refuerzo está definida de manera clara, es decir; no existen tendones de presfuerzo en las zonas extremas de las secciones transversales de los elementos; de manera que es claro que bajo la acción de carga monotónica o reversible el comportamiento plástico del acero de refuerzo se presentará antes de que fluya el acero de presfuerzo. Sin embargo es importante señalar que si la configuración es distinta, en combinación con ciertos niveles de presfuerzo el comportamiento puede ser distinto y tender hacia el asociado a una falla frágil. Resulta importante señalar el criterio para definir el desplazamiento de fluencia propuesto por Thompson y Park (1980), como la intersección de una línea tangente a la porción elástica de la curva V-X y una línea horizontal localizada en el nivel de la carga última. Este criterio da como resultado ductilidades relativamente altas.

## **1.5 Daño sísmico**

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño (Barbat, 1998). Lo anterior sugiere que el riesgo de sufrir daño durante un sismo, al que está expuesta una estructura; está relacionado con la peligrosidad sísmica de la zona en la que se encuentra, así como con las consideraciones

hechas durante el diseño, con el fin de aminorar los efectos nocivos de un sismo sobre la estructura.

A dichos efectos nocivos se les conoce como daño. Desde el punto de vista estructural, el término daño generalmente se relaciona con deformaciones plásticas (permanentes), por lo que resulta conveniente que cualquier variable de daño sea preferiblemente referida a una cierta cantidad de deformación.

En las últimas décadas, se ha empezado a incluir la no linealidad de los materiales en el análisis y diseño sísmico, para lo cual, se dispone de información detallada sobre los fenómenos que se producen cuando se sobrepasa el límite elástico de los materiales. Así, mediante procedimientos de análisis y/o estudios experimentales, es posible evaluar, paso a paso, el comportamiento de un material. Estos resultados deben extrapolarse para representar el comportamiento global de la estructura. Para ello, existe en la actualidad, un amplio espectro de indicadores o índices de daño, que permiten cuantificar el daño local y global de la estructura. Sin embargo, a pesar del avance en el desarrollo de estos modelos de daño, hay que anotar que el problema de evaluar cuantitativamente el daño es complejo y que aún no existe un criterio unificado, tanto para la definición de los modelos analíticos, como para la descripción del daño en sí, principalmente debido a la gran variedad de tipos estructurales y a sus propiedades, así como a las características de las acciones aplicadas.

Hay diferentes tipos de elementos que pueden sufrir daño durante un sismo, como pueden ser: estructurales, arquitectónicos, instalaciones, etc. En este trabajo el análisis de daño se enfoca únicamente en los elementos estructurales. Mediante el estudio de la respuesta de los elementos estructurales sujetos a la acción sísmica, se han identificado las principales variables o parámetros que condicionan el daño. De esta forma se ha identificado que los componentes estructurales son sensibles a las deformaciones conocidas como deriva.

### **1.5.1 Índices de daño local**

Estos índices determinan, como su nombre indica, el daño en un elemento; para fines de evaluar el daño en columnas de puentes tipo viaducto, en este trabajo se considerarán los índices de daño local. Para cuantificar el daño se aplican cargas monotónicas crecientes que permiten encontrar las relaciones fuerza-deformación, momento-curvatura o momento-rotación de los extremos del elemento (vigas, columnas y muros). Estos índices pueden ser acumulativos o no acumulativos, dependiendo si consideran las cargas cíclicas o no.

Los índices de daño no acumulativos corresponden a los primeros modelos de daño desarrollados a partir del concepto de ductilidad. Estos tienen la limitación de no representar el daño acumulado en los elementos por efecto de las cargas cíclicas. Sin embargo por la facilidad de su aplicación son ampliamente usados.

Algunos índices de daño no acumulativos son los que utilizan las demandas de rotación, curvatura, o desplazamiento; impuestas sobre la estructura por efecto de la acción sísmica, para cuantificar el daño.

La ecuación corresponde al modelo propuesto por Newmark y Rosenblueth (1974) para calcular el daño  $I_D$ , mediante la relación de la demanda con la capacidad de deformación.

$$I_D = \mu_\delta = \frac{d_m}{d_y} \quad (1.2)$$

Posteriormente, Banon et al. (1981) proponen utilizar la ecuación como un índice de daño en función de la curvatura:

$$I_D = \mu_\varphi = \frac{\varphi_m}{\varphi_y} \quad (1.3)$$

Los subíndices  $m$  y  $y$  corresponden respectivamente al valor máximo alcanzado por la sección del elemento debido al sismo (demanda) y en el momento de la fluencia del elemento. Por otra parte, hay modelos que relacionan la curvatura residual máxima con la curvatura residual última. En cuanto a la deriva, es importante señalar que este indicador ha sido el más utilizado por las normativas de diseño sismoresistente para controlar el daño en las estructuras.

### 1.5.1.1 Relaciones demanda – capacidad de resistencia

Hasselman et al. (1980) proponen utilizar un índice que relaciona la demanda con la capacidad de resistencia. Para ello, utilizan los diagramas bilineales de momento-curvatura o cortante-desplazamiento, obtenidos mediante la aplicación de cargas monotónicas crecientes. El modelo se define como:

$$I_D = \frac{M_m - M_y}{M_u - M_y} \quad (1.4)$$

$$I_D = \frac{V_m - V_y}{V_u - V_y} \quad (1.5)$$

El subíndice  $u$  corresponde al nivel de capacidad última del elemento. Estas ecuaciones están normalizadas, es decir, que un valor de  $I_D$  igual a cero corresponde a no daño y un valor igual a uno representa el colapso de la estructura.

### 1.5.1.2 Degradación estructural

Como es sabido, cuando una estructura se ve sometida a un sismo y sobrepasa su límite elástico, su rigidez se degrada debido al agrietamiento que sufren los elementos. Así, mientras mayor es el daño, mayor es la pérdida de rigidez. Considerando este fenómeno, se han propuesto algunos índices de daño.

Lybas y Sozen (1977) propusieron uno de los primeros índices de este tipo, el cual relaciona la rigidez a flexión del elemento ante cargas monotónicas  $(EI)_y$  con la rigidez a flexión correspondiente a la máxima deformación que alcanza el elemento durante la respuesta dinámica  $(EI)_m$ , esto es,

$$I_D = \frac{(EI)_y}{(EI)_m} \quad (1.6)$$

Cuando un elemento se encuentra en el intervalo elástico, el valor de este índice de daño es uno y a partir de este valor crece indefinidamente conforme se degrada su rigidez. En este trabajo se utiliza la ecuación 1.6 para definir el índice de daño en los elementos; correspondiente al modelo de Lybas y Sozen.

## **Capítulo 2. Análisis momento-curvatura en columnas de concreto presforzado bajo carga monotónica**

---

Como resultado de investigaciones y pruebas experimentales, se sabe que la relación momento–curvatura de elementos bajo carga monotónica (carga en una sola dirección) es casi colineal con la envolvente de la curva obtenida bajo carga cíclica para elementos de concreto reforzado y presforzado. De hecho, Blakeley (1971) encontró que hay menos de 0.5% de diferencia en la capacidad del momento máximo resistente de la sección para los dos tipos de carga. Por lo tanto las características de comportamiento obtenidas a partir de la carga monotónica son una medida bastante acertada de la ductilidad disponible en elementos bajo la acción sísmica. La consideración de las características de la curva carga-deformación de los miembros es necesaria por las siguientes razones (Park y Paulay, 1983):

- 1- No debe ocurrir la falla frágil de los miembros. En el caso extremo de que una estructura se cargue hasta la falla, debe poder desarrollar grandes deflexiones bajo cargas cercanas a la máxima.
2. La carga última de la estructura se alcanza cuando después de la formación de la articulación plástica se desarrolla un mecanismo de falla.
- 3.- En las regiones expuestas a sismos, una consideración muy importante en el diseño es la ductilidad de la estructura cuando se le sujeta a cargas de tipo sísmico.

Generalmente los códigos restringen la deformación unitaria axial de compresión en el concreto a un valor de 0.003 para fines de analizar secciones sometidas a flexión, considerando dicho valor como la deformación de compresión última teórica del concreto. Sin embargo, durante sismos severos, en los elementos resistentes sometidos a flexión ocurren deformaciones considerablemente mayores. Por lo anterior es necesario conocer el comportamiento de los elementos para deformaciones mayores a las supuestas por la teoría empleada en el diseño.

El diagrama momento-curvatura relaciona la demanda de rotación en la base del elemento o en la articulación plástica considerada para una deformación axial dada, con el momento resistente producto de los estados de esfuerzos y deformaciones asociados a

dicha deformación axial. Dicha relación se obtiene mediante algún procedimiento que permita encontrar las magnitudes de las fuerzas internas asociadas a un estado de deformaciones dado, para las cuales se satisfagan los requerimientos de compatibilidad y equilibrio en la sección, en función de la localización del eje neutro.

En la figura 2.1 se muestra una columna sin y con desplazamiento lateral y rotación en la base. En este capítulo, se explica la teoría usada en este trabajo para el cálculo del diagrama momento-curvatura, así como los conceptos relacionados con el mismo.

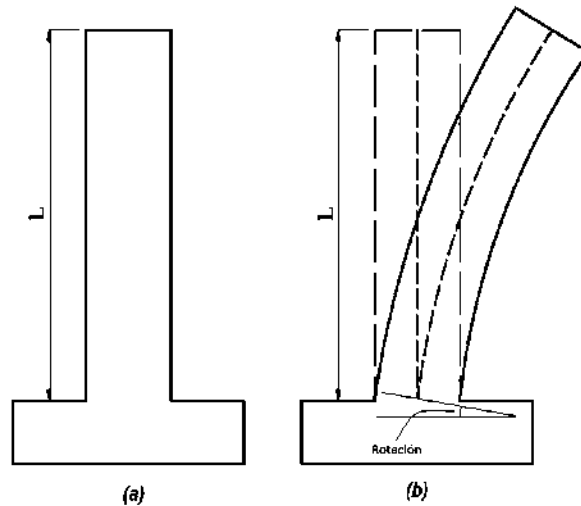


Figura 2.1 Columna con y sin desplazamiento lateral.

## 2.1 Teoría para el análisis momento curvatura bajo carga monotónica

Se hacen las siguientes suposiciones:

- 1.- Las secciones permanecen planas después de la deformación por flexión.
- 2.- Se conoce la curva de la relación esfuerzo-deformación para el concreto.
- 3.- Se conoce la curva de la relación esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo.
- 4.- Se conoce la curva de la relación esfuerzo-deformación para el acero de presfuerzo.
- 5.- Se supone que no existen pérdidas de presfuerzo relacionadas con los efectos del tiempo (tales como el flujo plástico) durante la aplicación de la carga.

Las curvaturas asociadas con un rango de momentos flexionantes y cargas axiales pueden determinarse utilizando las suposiciones mencionadas, a partir de los requerimientos de compatibilidad de deformación y equilibrio de las fuerzas. Existen

diferentes planteamientos y metodologías que abordan la relación momento-curvatura, como el modelo de fibras o el método de la integración exacta; en este trabajo el análisis se lleva a cabo con base en el criterio de la integración exacta de las curvas esfuerzo-deformación, pero abordado numéricamente.

### **2.1.1 Modelos Esfuerzo–Deformación**

En la actualidad, se cuenta con un gran número de modelos y propuestas para el comportamiento tanto del concreto confinado y no confinado como del acero de refuerzo y de presfuerzo, muchos de los modelos han sido revisados y calibrados experimentalmente, por lo que en el presente trabajo no se entrará en detalle en los antecedentes teórico-matemáticos y experimentales de cada modelo usado. Aquí solamente se presentarán las expresiones que definen cada modelo. Sin embargo, es importante señalar, como se ha probado experimentalmente para el caso del concreto; que la forma de la curva esfuerzo-deformación se ve influenciada por diversos factores, tales como resistencia a compresión del concreto y la velocidad con la que se aplica la carga, y que no existe un modelo único que acomode a todos los casos. Trabajos pasados de investigación y experimentales, han demostrado que aun cuando la mayoría de los modelos han sido formulados a partir de pruebas de especímenes bajo carga axial, los resultados son válidos para el caso en el que existe flexión en la sección, debido a que las diferencias resultantes para la relación esfuerzo-deformación del concreto, entre un caso y otro, no influyen de manera significativa en la curva. Los modelos para el concreto usados en este trabajo son dos, el modelo de Mander (1988), y el de Campione-Fossetti (2006). El primero es un modelo para secciones con refuerzo transversal rectangular y circular, el segundo para secciones con refuerzo transversal elíptico. El modelo usado para el acero de refuerzo, es el propuesto por Mander, pero con los parámetros para aceros mexicanos obtenidos por Rodríguez y Botero (1995). En el caso del acero de presfuerzo, la relación esfuerzo–deformación se representa por medio de una función modificada de Ramberg-Osgood, propuesta por Mattock.

#### **a) Modelo de Mander para la curva Esfuerzo-Deformación del concreto**

Mander et al. (1984) propusieron un modelo de la curva esfuerzo–deformación del concreto reforzado aplicable para refuerzo transversal circular y rectangular. El modelo se muestra en la figura 2.2 y está basado en una ecuación formulada por Popovics (1973). El modelo considera tanto el comportamiento del concreto confinado como el del concreto



no confinado, así como el efecto que tienen ramas de acero transversal (adicionales a los estribos) dentro del núcleo de concreto confinado.

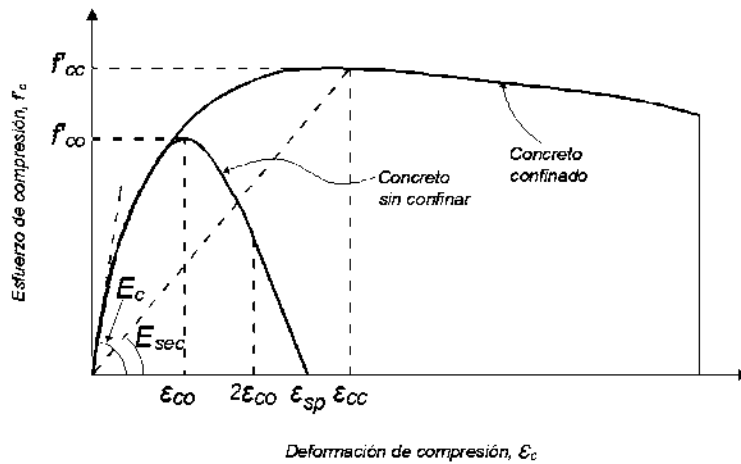


Figura 2.2 Modelo esfuerzo-deformación de Mander.

Para una tasa baja de deformación y carga monotónica, el esfuerzo de compresión longitudinal del concreto está dado por:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^2} \quad (2.1)$$

Donde  $f'_{cc}$  = resistencia a compresión del concreto confinado.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.2)$$

Donde  $\varepsilon_c$  = deformación longitudinal de compresión en el concreto.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.3)$$

$f'_{co}$  y  $\varepsilon_{co}$  son la resistencia a compresión del concreto sin confinar, y la deformación correspondiente, respectivamente. De manera general, se puede asumir un valor de  $\varepsilon_{co} = 0.002$ , en este trabajo se considera dicho valor.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.4)$$

$E_c$  es el módulo de elasticidad tangente del concreto.

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.5)$$

Para definir el comportamiento esfuerzo–deformación del concreto del recubrimiento (fuera del núcleo de concreto confinado), para la parte de la rama de caída en la región donde  $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{co}$  se asume un comportamiento lineal que llega hasta un valor de esfuerzo igual a cero cuando se alcanza la deformación  $\varepsilon_{sp}$ , para la cual ocurre el desprendimiento del concreto no confinado; dicho valor de deformación es igual a 0.005.

## b) Modelo de Campione-Fossetti para la curva esfuerzo-deformación del concreto

Este modelo parte del propuesto por Mander descrito anteriormente, pero con un enfoque de equilibrio de fuerzas para determinar las presiones de confinamiento efectivo equivalente para secciones transversales elípticas y con refuerzo transversal elíptico, necesarios para el cálculo de la resistencia a compresión máxima del concreto confinado. Se hace uso de un modelo simplificado, considerando un miembro cilindro ficticio y utilizando condiciones de compatibilidad para la determinación de la curva esfuerzo – deformación del concreto confinado. El modelo sólo contempla el comportamiento del concreto confinado en la sección, y es aplicable sólo para estribos continuos. El esfuerzo de compresión longitudinal del concreto está dado por la relación:

$$\frac{\sigma}{f'_{cc}} = \frac{\beta \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^\beta} \quad (2.6)$$

Donde  $\sigma$  es el esfuerzo de compresión longitudinal del concreto confinado, y  $\varepsilon_{cc}$  se calcula con la ecuación 2.3.  $\beta$  es un parámetro que define la pendiente de la curva esfuerzo-deformación.

$$\beta = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}} \quad (2.7)$$

Y  $f'_{cc}$  es el esfuerzo máximo de la curva esfuerzo-deformación

Los resultados obtenidos con este modelo, y observados experimentalmente en investigaciones recientes, sugieren las siguientes conclusiones:

- Los estribos elípticos proveen confinamiento lateral efectivo para secciones transversales no esbeltas.
- Se desarrollan presiones de confinamiento no uniformes a lo largo del perímetro de la sección, debido a la distribución efectiva de los esfuerzos en los estribos.

- Los esfuerzos últimos asociados a la formación de un plano de falla inclinado se incrementan con el índice volumétrico de acero transversal, y con el incremento del esfuerzo de fluencia; mientras que se reducen con el incremento en la resistencia del concreto no confinado.

### c) Modelo de Rodríguez y Botero para el acero de refuerzo

El modelo de Rodríguez y Botero (1995) se muestra en la figura 2.3, este contempla 3 zonas para la curva esfuerzo-deformación del acero.

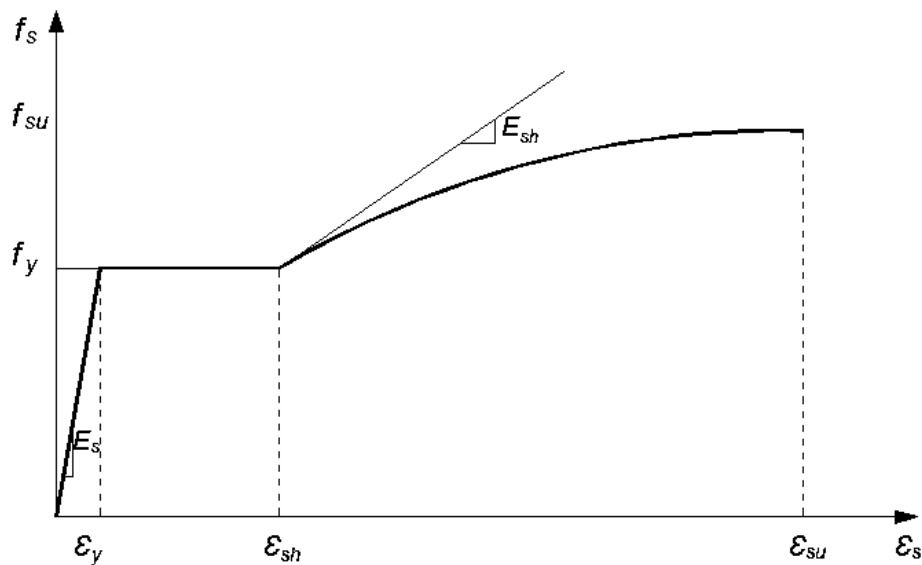


Figura 2.3 Modelo esfuerzo-deformación de Rodríguez y Botero.

1- Zona elástica:

Esta ocurre en el intervalo  $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$ , donde  $\epsilon_s$  es la deformación longitudinal de la barra de refuerzo. Si el módulo de elasticidad del acero es  $E_s$ , el esfuerzo en este intervalo de deformaciones se puede evaluar como:

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad (2.8)$$

2- Zona de fluencia

Ocurre en el intervalo  $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$ , en el que  $\epsilon_{sh}$  es la deformación del acero correspondiente al inicio de la zona de endurecimiento por deformación. El esfuerzo en esta zona se evalúa como

$$f_s = f_y \quad (2.9)$$

#### 4- Zona de endurecimiento por deformación

En este modelo se considera que la deformación última  $\varepsilon_{su}$ , es la correspondiente al esfuerzo máximo alcanzado en la barra,  $f_{su}$ . Esta zona se ubica en el intervalo  $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ . Au cuando a partir de  $f_{su}$  hay una zona descendente de la curva esfuerzo-deformación, en este modelo se considera que esta zona no es de importancia. La zona de endurecimiento por deformación se define mediante la expresión (Mander, 1984):

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P \quad (2.10)$$

Donde

$$P = E_{sh} \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \quad (2.11)$$

El valor de  $E_{sh}$  se obtiene diferenciando la ecuación 2.10 respecto a  $\varepsilon_s$  y haciendo  $\varepsilon_s = \varepsilon_{sh}$ .

En el trabajo de Rodríguez y Botero se usó una expresión diferente a la ecuación 2.11 para determinar los valores experimentales de  $P$ , debido a que se encontró que variaciones pequeñas de  $E_{sh}$  pueden llevar a cambios significativos en los valores de  $P$ . Se encontraron valores experimentales de los parámetros para diferentes diámetros y marcas de aceros mexicanos. Se distinguieron comportamientos definidos para diámetros menores o iguales a  $\frac{1}{2}$  pulgada (diámetros pequeños) y para mayores a esta dimensión (diámetros grandes). Los valores usados en este trabajo, correspondientes a los parámetros  $P$ ,  $f_y$ ,  $\varepsilon_{sh}$ ,  $f_{su}$ , y  $\varepsilon_{su}$  son los valores promedios presentados en el estudio de Rodríguez y Botero y se distinguen para diámetros pequeños y grandes. El comportamiento del acero a tensión mostrado en la figura 2.3, es el mismo para el acero a compresión.

#### d) Modelo del acero de presfuerzo

Este modelo hace uso de una función de Ramberg-Osgood modificada propuesta por Mattock para representar la curva esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo, en la que el esfuerzo está dado por,

$$f_p = E_p \varepsilon_p \left\{ A + \frac{1 - A}{[1 + (B \varepsilon_p)^C]^{1/C}} \right\} \leq f_{pu} \quad (2.12)$$

Como se muestra en la figura 2.4 esta función da como resultado dos líneas rectas unidas por una curva, y está definida por los coeficientes  $A$ ,  $B$ , y  $C$ .  $E_p$  y  $f_{pu}$  son el módulo de elasticidad y el esfuerzo último del acero de presfuerzo respectivamente, y  $\varepsilon_p$  es la deformación del tendón. El valor de los coeficientes se obtiene a partir de la curva esfuerzo-deformación real (obtenida experimentalmente) del elemento en cuestión.

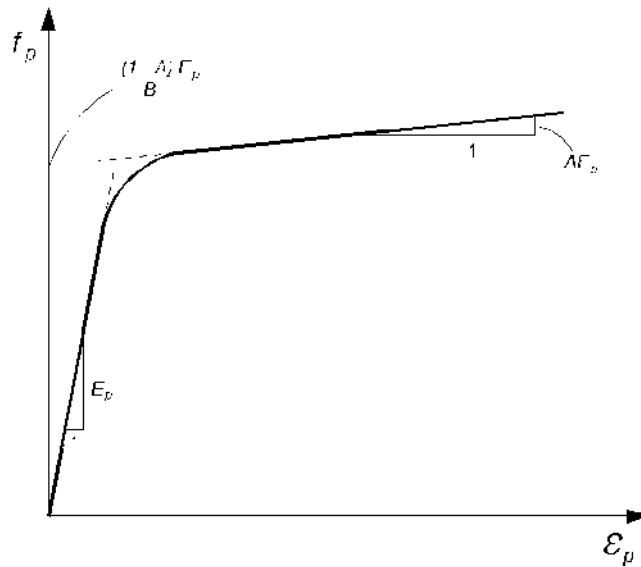


Figura 2.4 Curva esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo obtenida con función modificada de Ramberg-Osgood.

A diferencia del comportamiento esfuerzo-deformación simétrico considerado para el acero de refuerzo, se considera que el comportamiento del acero de presfuerzo a compresión es elástico hasta una deformación unitaria de 0.005, para representar el pandeo, después de este punto; con el incremento de la deformación no se presenta incremento el esfuerzo de compresión, como se muestra en la figura 2.5.

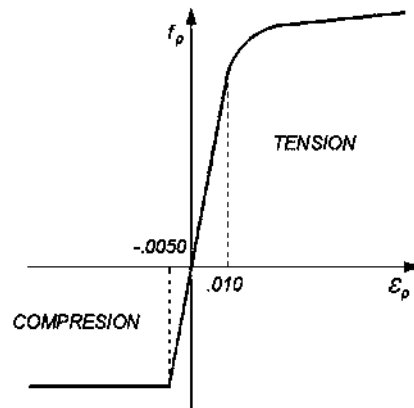


Figura 2.5 Comportamiento a tensión y a compresión del acero de presfuerzo.

Los valores de los coeficientes  $A$ ,  $B$ ,  $C$  y del módulo de elasticidad para diferentes características del material de presfuerzo se muestran en la tabla 2.1

**Tabla 2.1** Valores de constantes para la función de Ramberg-Osgood

Material/Grado	$f_{py}/f_{pu}$	$E_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	A	B	C
270	0.9	1.90E+06	0.0151	110.8	8.449
cable	0.85	1.90E+06	0.0271	117.3	6.598
250	0.9	1.90E+06	0.0137	119.7	6.431
cable	0.85	1.90E+06	0.0246	126.7	5.305
250	0.9	2.00E+06	0.0151	125.1	6.351
alambre	0.85	2.00E+06	0.0253	132.5	5.256
235	0.9	2.00E+06	0.0139	133.1	5.463
alambre	0.85	2.00E+06	0.0235	140.9	4.612
150	0.85	2.00E+06	0.0161	225.2	4.991
varilla	0.8	2.00E+06	0.0217	239.3	4.224

### 2.1.2 Desarrollo de la relación momento-curvatura en columnas de concreto presforzadas

Rigurosamente, en el análisis hay tres etapas, la primera corresponde a la etapa de compresión pura en el elemento, es decir; sólo se tiene como acción externa la carga axial y el elemento y como acción interna la carga axial producida por el presfuerzo. El elemento no está sujeto a ninguna carga lateral, por lo que se puede decir que se encuentra en reposo. Esta etapa sólo representa un punto en la curva M-C; y corresponde

al primer punto con coordenadas 0,0. Las fuerzas internas se encuentran en equilibrio, tienen lugar la deformación de tensión en los tendones de presfuerzo, y la ocasionada por la carga axial. En columnas, debido a la simetría tanto en la geometría de la sección como en el refuerzo y en el presfuerzo, la suma de momentos es igual a cero. Sin embargo, por ser obvia, en este trabajo esta primera etapa no se trata como tal, sino que se distinguen sólo dos etapas: la de descompresión (que inicia con el primer incremento de carga desde cero), y la de flexión (que le sigue a la de descompresión); ambas etapas se muestran en la figura 2.6. Para cualquier etapa las deformaciones del concreto y del acero de refuerzo se calculan de acuerdo a la posición del eje neutro, en el caso de las deformaciones en los tendones, estas se calculan como la suma de la deformación inicial debida al presfuerzo y la deformación en el tendón de acuerdo a la posición del eje neutro; el esfuerzo en cada tendón se obtiene con la ecuación 2.12, a menos que se presente el pandeo en los mismos, en cuyo caso se procede de acuerdo a lo indicado en la figura 2.5. El pandeo en los tendones es un caso raro en el análisis momento-curvatura, sólo se presenta para curvaturas muy grandes, sin embargo es posible que ocurra y por eso el caso se incluye en la teoría del análisis.

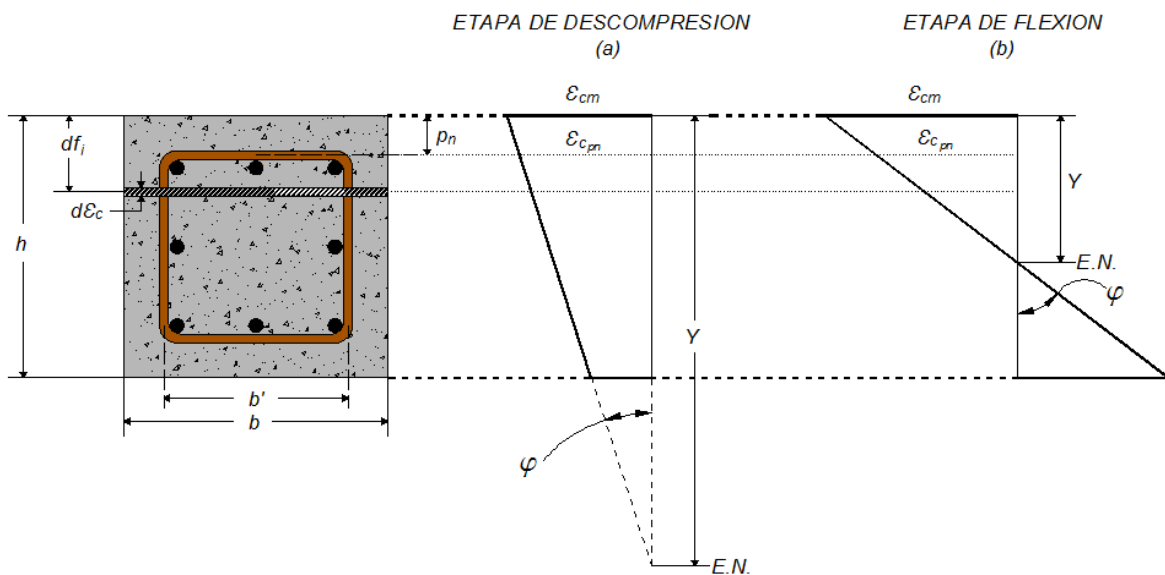


Figura 2.6: Etapas del análisis Momento-Curvatura.

Para cualquier etapa la fuerza total de compresión en el concreto está definida por el volumen formado por el área bajo la curva esfuerzo-deformación del concreto en compresión y el área a compresión sobre la que actúan los esfuerzos, con los límites correspondientes según la etapa.

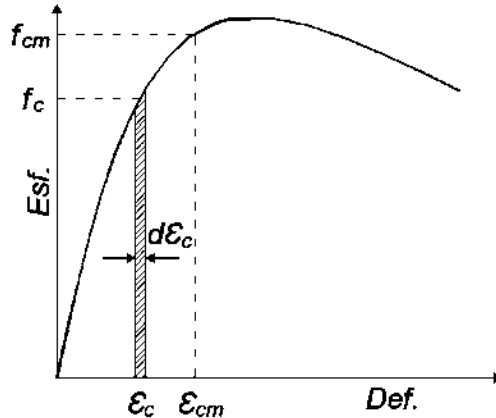


Figura 2.7 Curva esfuerzo deformación del concreto.

De acuerdo a la figura 2.7, suponiendo que el comportamiento del concreto confinado y del concreto no confinado es el mismo, El área bajo la curva esfuerzo-deformación del concreto ( $A_{\sigma-\delta}$ ) está dada por:

$$A_{\sigma-\delta} = \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c \quad (2.13)$$

Con el fin de simplificar la generalización de las expresiones para la fuerza total de compresión en el concreto, la suposición acerca del comportamiento del concreto confinado y no confinado para la ecuación 2.13, se mantendrá para las siguientes expresiones. A continuación se explican las etapas del análisis mencionadas.

*a) Etapa de descompresión (figura 2.5a)*

Tienen lugar las deformaciones de tensión (debidas al presfuerzo) en los tendones de presfuerzo, y deformaciones de compresión (debidas a la carga lateral) en el acero de refuerzo y en toda la sección de concreto. La sección completa se encuentra en compresión y el eje neutro se localiza fuera de la sección. La fuerza total de compresión en el concreto está dada por:

$$C = A_c \int_{\epsilon_{c_b}}^{\epsilon_{c_m}} f_c d\epsilon_c \quad (2.13)$$

Donde  $A_c$  es el área de la sección a compresión;  $\epsilon_{c_b}$  es la deformación en la base de la sección transversal, y  $f_c$  es el esfuerzo de compresión en la fibra de concreto  $d\epsilon_c$ , a una distancia  $df_l$ , medida desde la fibra extrema superior de la sección. Durante esta etapa la deformación de compresión en la superficie de la sección es menor a  $\epsilon_{c_0}$ .



*b) Etapa de flexión (figura 2.5b)*

Tienen lugar las deformaciones de tensión (debidas al presfuerzo) en los tendones de presfuerzo, y deformaciones de compresión y tensión (debidas a la carga lateral) en el acero de refuerzo y en el concreto. En la etapa de flexión, el eje neutro se encuentra dentro de la sección y tanto en el concreto como en el acero de refuerzo y en los tendones pueden ocurrir deformaciones de tensión y/o compresión. En el análisis, no se considera la resistencia a tensión del concreto, sólo se incorpora el efecto de su resistencia a compresión. La fuerza total de compresión en el concreto está dada por:

$$C = A_c \int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c \quad (2.14)$$

La ecuación de equilibrio de las fuerzas internas en cualquier etapa es:

$$C_T - T_T = P \quad (2.15)$$

Donde  $C_T$  corresponde a la suma de las fuerzas de compresión del concreto, acero de refuerzo y acero de presfuerzo según sea el caso;  $T_T$  corresponde la suma de las fuerzas de tensión del acero de refuerzo y de presfuerzo según sea el caso; y  $P$  es la carga axial externa en la columna.

### **2.1.3 Comportamiento del núcleo de concreto confinado y del recubrimiento**

Para representar el comportamiento del concreto confinado y el concreto no confinado por separado (que es la manera en que se realiza el análisis en este trabajo) es necesario que las expresiones para  $C$  anteriores, se escriban como la suma de las áreas de ambas curvas, con los límites correspondientes. Es decir, para una fibra dada la expresión de  $f_c$  puede variar respecto al resto de las fibras, dependiendo de si se localiza a la altura del núcleo y de si se ha o no alcanzado en ella la deformación de desprendimiento, así como de la posición del eje neutro; teniendo así varias posibilidades para la expresión de  $C$ . Por ejemplo, para la fibra mostrada en la figura 2.6, se tienen dos valores de  $f_c$  debido a que se encuentra a la altura del núcleo, hay concreto confinado ( $f_{c-cc}$ ) y concreto sin confinar ( $f_{c-csc}$ ).

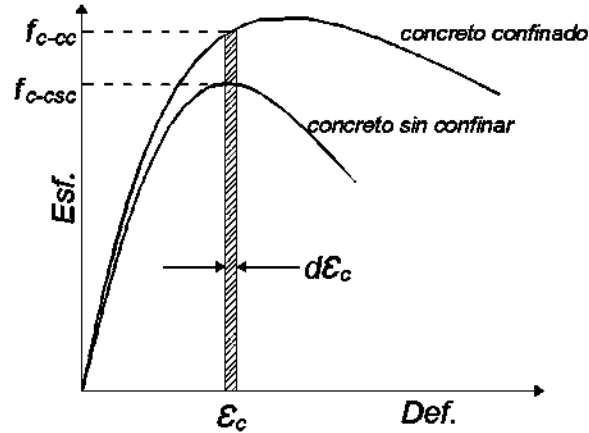


Figura 2.8 Curva esfuerzo deformación del concreto sin y con confinamiento.

La relación esfuerzo-deformación para el concreto confinado y sin confinar se muestra en la figura 2.8. La expresión para  $C$  para un estado de deformaciones como el mostrado en la figura 2.6b sería:

$$C = \int_0^{\varepsilon_{c_{pn}}} (f_{c-cc})b' d\varepsilon_c + \int_0^{\varepsilon_{c_{pn}}} (f_{c-csc})(b - b') d\varepsilon_c + \int_{\varepsilon_{c_{pn}}}^{\varepsilon_{cm}} (f_{c-csc})b d\varepsilon_c \quad (2.16)$$

#### 2.1.4 Cálculo del momento y de la curvatura

El momento resistente se calcula como la suma de momentos generados al rededor del centroide plástico de la sección; por las fuerzas internas de compresión y tensión de los. El centroide plástico se define como el centroide de las fuerzas máximas en los materiales que constituyen la sección. Para un elemento simétrico en su sección transversal tanto en geometría como en refuerzo (como es el caso de las columnas) el centroide plástico coincide con el centroide geométrico. El momento y la curvatura están dados por las expresiones:

$$M = \sum_{i=n_f}^{i=1} f c_i \left( \frac{h}{2} - d f_i \right) + \sum_{j=n_l}^{j=1} f s_j A s_j \left( \frac{h}{2} - d l_j \right) + \sum_{k=n_t}^{k=1} f p_k A p_k \left( \frac{h}{2} - d t_k \right) \quad (2.17)$$

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cm}}{Y} \quad (2.18)$$

Donde:

$Y$  = profundidad del eje neutro

$f_{c_i}$  = fuerza de compresión en fibras de concreto

$df_i$  = profundidad de fibras de concreto

$f_{s_j}$  = fuerza de tensión o compresión en lechos de acero

$dl_j$  = profundidad de lechos de acero de refuerzo

$f_{p_k}$  = fuerza de tensión o compresión en tendones de presfuerzo

$dt_k$  = profundidad de tendones de presfuerzo

$A_{s_j}$  = área de lechos de acero

$A_{p_k}$  = área de tendones de acero

$h$  = peralte total de la sección

$\varepsilon_{cm}$  = deformación máxima en el concreto

El valor de  $f_{c_i}$  puede ser la suma del esfuerzo del concreto sin confinar y el esfuerzo del concreto confinado, según el estado de deformaciones y la posición de la fibra.

## 2.2 Consideraciones para el acero de presfuerzo

Si se tiene acero de presfuerzo en la sección, se debe considerar la deformación inicial en los tendones debida a la tensión del presfuerzo. La fuerza inicial de presfuerzo se expresa como un porcentaje del esfuerzo último del acero de presfuerzo. De acuerdo a lo recomendado por el ACI, este porcentaje debe ser igual al 74%, con el propósito de limitar los esfuerzos en el acero de presfuerzo. Siguiendo esta recomendación la fuerza de inicial de presfuerzo está dada por,

$$P_i = 0.74f_{pu}A_{ps} \quad (2.19)$$

Donde  $A_{ps}$  es el área del acero de presfuerzo y  $f_{pu}$  es el esfuerzo último del acero de presfuerzo. Para considerar las pérdidas de presfuerzo por deslizamiento de anclajes debe considerarse un valor efectivo de  $P_i$ . Estas pérdidas ocurren inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo, y se representan por medio del coeficiente  $R$ . Así la fuerza efectiva de presfuerzo es,

$$P_e = RP_i \quad (2.20)$$

Esta fuerza efectiva de presfuerzo produce la deformación  $\varepsilon_{pe}$  en los tendones.

$$\varepsilon_{pe} = \frac{P_e}{A_{ps}E_{ps}} \quad (2.21)$$

$E_{ps}$  es el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo. La fuerza de presfuerzo una vez que se han presentado las pérdidas inmediatas y la carga axial también ocasiona una deformación  $\varepsilon_{ce}$  de compresión en el concreto,

$$\varepsilon_{ce} = \frac{(P_e + P)}{A_c E_c} \quad (2.22)$$

En la figura 2.9 se muestra el estado de deformaciones para la etapa de flexión, incluyendo la deformación debida a la fuerza efectiva de presfuerzo efectivo. Como se puede observar, dicha deformación es de tensión y debe considerarse para el cálculo de las deformaciones en los tendones de presfuerzo.

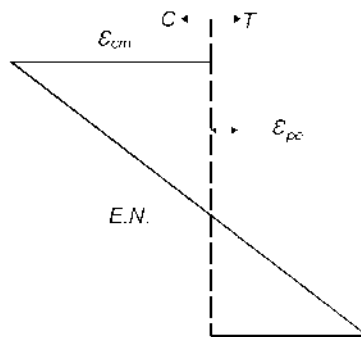


Figura 2.9 Estado de deformaciones incluyendo la deformación debida a  $P_e$ .

### 2.3 Procedimiento numérico

Una vez establecida la teoría de la relación momento-curvatura, se puede usar alguna metodología ya sea para representar el problema y su solución numéricamente, o para abordar el problema tal y como quedó descrito anteriormente. En este trabajo se optó por una metodología numérica, sin embargo, gracias a la capacidad de cómputo la precisión de los resultados en comparación con la solución matemática del planteamiento, es prácticamente la misma. El procedimiento usado es el siguiente:

- Se supone una deformación de compresión en la fibra extrema de la sección.
- Se divide la sección en un número finito de láminas o fibras paralelas a la base de la sección, de manera que si la sección tiene un peralte total  $h$ , y el número

de láminas es  $n$ , la sección tendrá  $n$  láminas con un espesor igual a  $h/n$  cada una.

- Se propone un valor para la profundidad del eje neutro.
- Se calcula la deformación promedio para cada fibra, esto es, la deformación al centro de la altura de la  $i$ -ésima fibra, a partir de la deformación se calculan el esfuerzo y la fuerza de compresión de la  $i$ -ésima fibra. Este proceso se repite para cada fibra incluida en la longitud de la profundidad del eje neutro.
- Se calculan las deformaciones, esfuerzos y fuerzas de tensión y/o compresión correspondientes en cada lecho de acero de refuerzo.
- Se calculan las deformaciones, esfuerzos y fuerzas de tensión y/o compresión correspondientes en cada lecho de acero de presfuerzo.
- Se verifica si existe equilibrio de fuerzas, si no se cumple el equilibrio, se propone un nuevo valor de la profundidad del eje neutro. Conocidas las fuerzas con las que se cumple el equilibrio, se calcula el momento y la curvatura con las ecuaciones 2.17 y 2.18 respectivamente.

El análisis se detiene una vez que se ha alcanzado la falla del elemento, esta puede ser producida por el pandeo del refuerzo longitudinal, la fractura del refuerzo longitudinal, o el aplastamiento del concreto confinado.

Este procedimiento es aplicable a procedimientos tanto manuales como auxiliados de una computadora, sin embargo realizar el cálculo manualmente resulta impráctico, debido a que para alcanzar un grado de precisión aceptable  $n$  generalmente debe tener valores mayores o iguales a 1000 (100-500 para secciones pequeñas).

## 2.4 Programa MCCOL

Se elaboró el programa MCCOL, escrito en MATLAB. El programa realiza análisis momento-curvatura para columnas con secciones circulares, rectangulares y elípticas; reforzadas, presforzadas o parcialmente presforzadas. También se puede usar para obtener los diagramas M-C de vigas reforzadas. El manual de usuario así como ejemplos de aplicación, se presentan en el apéndice.

## 2.5 Excentricidad de los tendones de presfuerzo, cuantías de presfuerzo y refuerzo longitudinal

Diferentes factores afectan la ductilidad en los elementos estructurales de concreto, ya sea reforzado, presforzado, o parcialmente presforzado. En esta sección se estudian los efectos que la cuantía de acero de refuerzo, presfuerzo, y la excentricidad de los tendones de presfuerzo tienen sobre la ductilidad de una sección parcialmente presforzada. Los diagramas M-C se obtuvieron con el programa MCCOL. La sección estudiada es circular, con un diámetro de 1.8m y con concreto de  $f'c$  igual a  $400 \text{ kg/cm}^2$ .

En la figura 2.10 se muestran los diagramas momento-curvatura, con distintas configuraciones para las cuantías de acero de refuerzo longitudinal y para una misma cuantía de acero de presfuerzo.

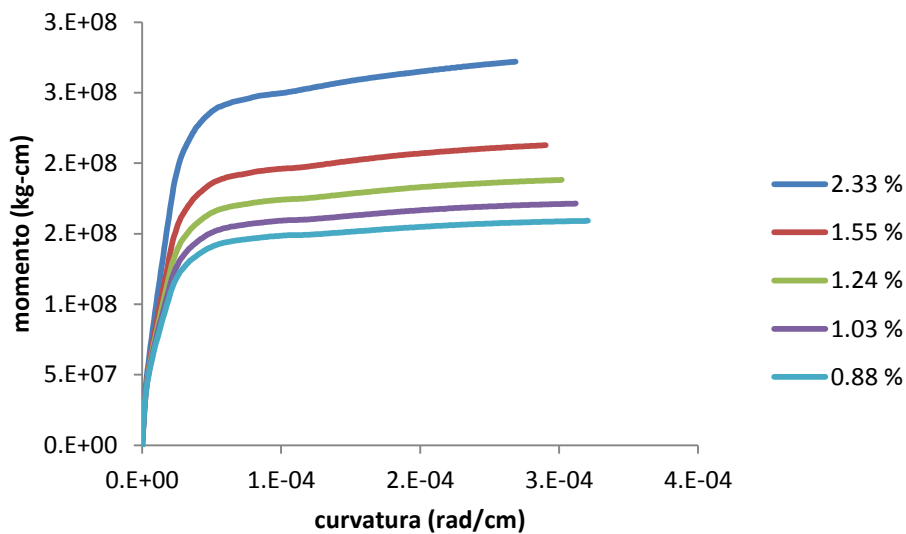


Figura 2.10 Diagramas M-C con diferentes cuantías de acero de refuerzo longitudinal.

Efecto de la cuantía de refuerzo longitudinal. Como se puede observar en la figura 2.10, el incremento de la cuantía de refuerzo longitudinal en la sección, repercute en mayor rigidez posfluencia resistencia, pero disminuye la capacidad de ductilidad de la sección.

En la figura 2.11 se muestran los diagramas momento-curvatura, con distintas configuraciones para las cuantías de acero de presfuerzo, y para una misma cuantía de acero de refuerzo longitudinal.

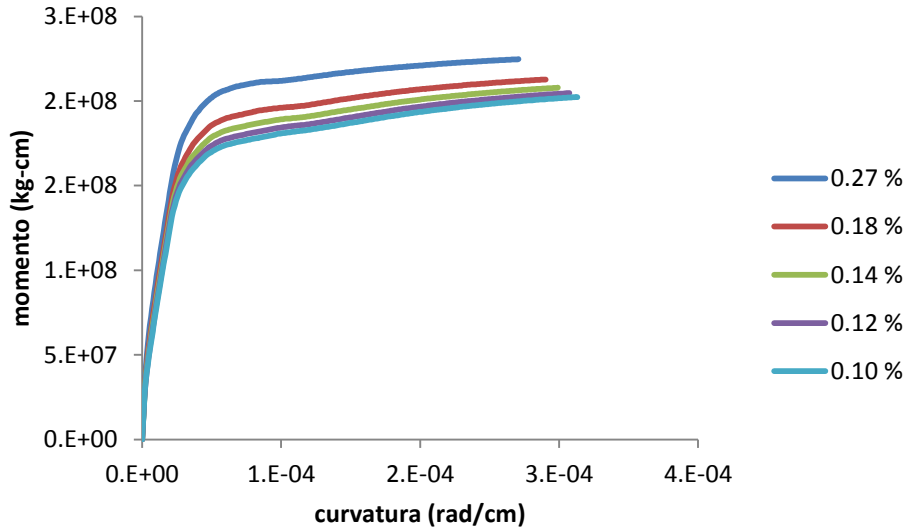


Figura 2.11 Diagramas M-C con diferentes cuantías de acero de presfuerzo.

Efecto de la cuantía de presfuerzo. Como se puede observar en la figura 2.11, a diferencia de lo que ocurre con el acero de refuerzo longitudinal, para el incremento de la cuantía de acero de presfuerzo en la sección, la rigidez de posfluencia tiende a disminuir, pero la capacidad de ductilidad también disminuye.

En la figura 2.12 se muestran los diagramas momento-curvatura, para distintas excentricidades del acero de presfuerzo. Las cuantías de acero de refuerzo longitudinal y de presfuerzo son las mismas para los tres casos.

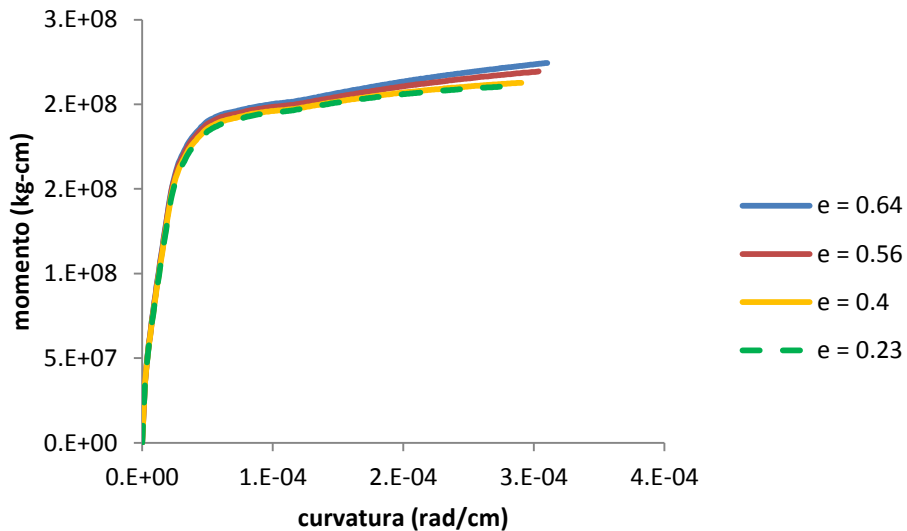


Figura 2.12 Diagramas M-C con diferentes excentricidades del acero de presfuerzo.

En la figura 2.12 se observa que para una sección dada, una mayor excentricidad de los tendones respecto al eje perpendicular al sentido de la flexión, produce una sección con mayor ductilidad. Esto fue señalado por Blakeley (1971) para secciones presforzadas y sin refuerzo longitudinal.



### Capítulo 3. Modelo histerético para el concreto presfuerzo

R.W.G. Blakeley y Park (1971) propusieron un modelo histerético para elementos de concreto presfuerzo, y formularon dos idealizaciones de comportamiento: momento-curvatura (M-C) y fuerza-desplazamiento (V-X). El modelo se desarrolló a partir de pruebas experimentales en marcos formados por columnas y vigas cuya resistencia a flexión estaba dada únicamente por acero de presfuerzo. Las idealizaciones M-C y V-X se hicieron para un sistema estructural de un solo grado de libertad consistente en un tablero rígido de masa  $m$ , columnas de masa despreciable con una rigidez lateral total  $k$ , y un mecanismo de amortiguamiento viscoso  $c$  estructural; como el que se muestra en la figura 3.1. El sistema tiene como único grado de libertad el desplazamiento horizontal de la masa. A continuación se describen ambas idealizaciones.

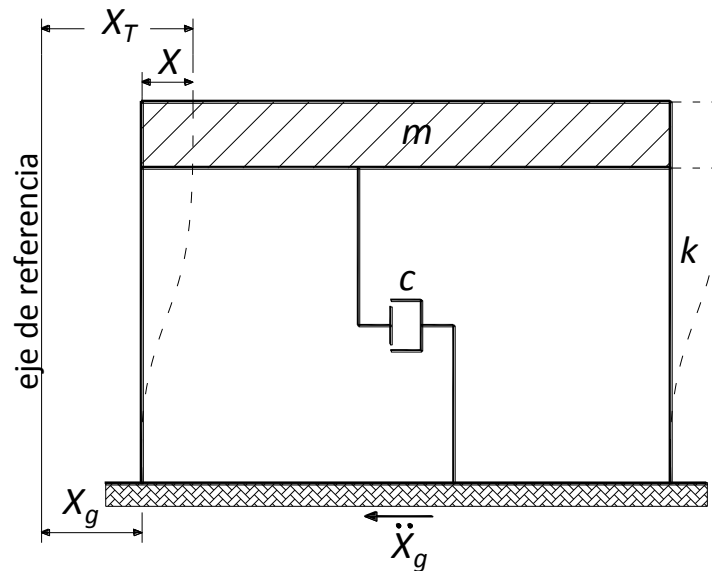


Figura 3.1 Sistema estructural.

### 3.1 Idealización Momento-Curvatura

La idealización de la relación M-C se formuló mediante el ajuste de curvas a resultados obtenidos experimentalmente y consta de tres etapas como se muestra en la figura 3.2. La etapa 1 corresponde a los ciclos en el intervalo pos-agrietamiento pero antes de que el elemento haya fallado. La degradación de la rigidez aparece durante la etapa 2, cuando el elemento ha fallado en una sola dirección, y en la etapa 3 se representa el comportamiento del sistema una vez que el elemento ha fallado en ambas direcciones. Más adelante se describe la secuencia del diagrama para cada idealización, así como cada una de las etapas.

#### 3.1.1 Definición del Sistema Histerético para la idealización M-C

Los parámetros básicos que definen el sistema son: la rigidez elástica  $k_e$ ; el momento máximo resistente  $M_u$ ;  $\gamma_1$ , que corresponde a la relación entre la rigidez pos-agrietamiento  $k_1$  y la rigidez elástica;  $\gamma_2$ , que corresponde a la relación entre la rigidez pos-falla  $k_2$  y la rigidez elástica; y  $\gamma_{LF}$ , que corresponde a la relación entre el momento máximo resistente  $M_u$  y el momento de agrietamiento  $M_{cr}$ . Los parámetros y la secuencia del comportamiento en la idealización, se puede observar de manera gráfica en la figura 3.2; los valores numéricos de los parámetros se muestran más adelante, en la tabla 3.1.

#### 3.1.2 Secuencia del comportamiento para la idealización M-C

A continuación se describe cada una de las etapas correspondientes a la idealización M-C del modelo desarrollado por Blakeley (1971). La secuencia es la misma para la idealización V-X, únicamente cambian los valores numéricos que la describen.

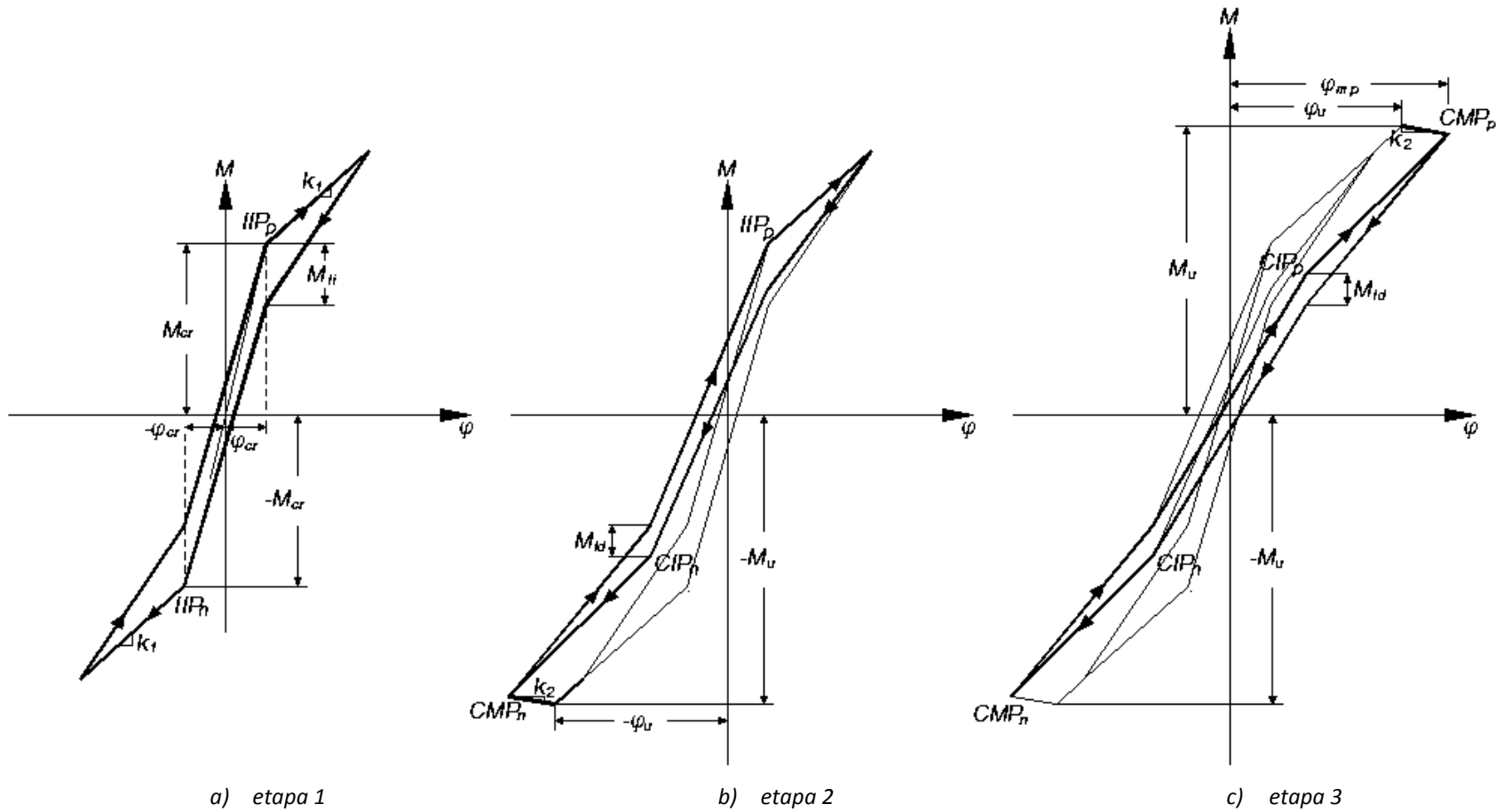


Figura 3.2 Idealización Momento-Curvatura.

Etapa 1 (figura 3.2a):

Durante el inicio de la carga en la etapa 1, la rigidez elástica  $k_e = M_{cr}/\varphi_{cr}$ , se mantiene hasta el punto inicial inelástico positivo  $IIP_p$ . La carga después de  $IIP_p$  tiene como rigidez  $k_1$ . Durante la descarga, la rigidez es definida por dos puntos del diagrama M-C: (1) el punto donde inició la descarga, y (2) el punto con coordenadas  $(M_{cr} - M_{li}), \varphi_{cr}$ , donde  $M_{li}$  es el valor de la profundidad del momento del ciclo inicial. Este último punto junto con el punto inicial inelástico Negativo  $IIP_n$ , definen la rigidez para completar la descarga y para el inicio de la carga negativa. A partir de  $IIP_n$ ; para la carga negativa, descarga y recarga positiva hacia  $IIP_p$  se repiten las mismas características de cambios en la rigidez, hasta que se ingresa en la etapa siguiente.

Etapa 2 (figura 3.2b):

Una vez que se ha alcanzado  $\pm\varphi_u$ , correspondiente a los puntos de máxima resistencia  $\pm M_u$ , y por lo tanto ha comenzado la ocurrencia de la falla en el elemento, la rigidez será  $k_2$  (rama de caída). Por ejemplo, la etapa 2 en la figura 3.2b ilustra el caso en donde la carga inicial pos-falla ocurre en la dirección negativa. Durante la recarga a partir del punto máximo actual negativo  $CMP_n$ , el ciclo histerético tiene una forma similar a la de la etapa 1. Sin embargo,  $M_{li}$  es reemplazado por el valor de  $M_{ld}$ , y para el caso mostrado  $IIP_n$  es reemplazado por el punto actual inelástico negativo  $CIP_n$ . Las expresiones para conocer las coordenadas de  $CIP_n$  se determinan más adelante, y dependen de la curvatura  $\varphi_{mn}$  del punto  $CMP_n$ . La pendiente de la rama superior de la curva de carga negativa ya no es igual a  $k_1$ , sino que es definida por dos puntos,  $CIP_n$  y  $CMP_n$ . La situación sería análoga si las curvaturas mayores a  $\varphi_u$  hubieran ocurrido primero en la dirección positiva.

Etapa 3 (figura 3.2c):

Cuando se han alcanzado curvaturas mayores a  $\varphi_u$  en ambas direcciones de carga, el comportamiento idealizado se representa por esta etapa. Tanto  $IIP_p$  como  $IIP_n$  han sido reemplazados por  $CIP_p$  y  $CIP_n$  respectivamente, y el valor del parámetro  $M_{ld}$ .

### 3.1.3 Valores Numéricos de los Parámetros de la idealización M-C

Los valores numéricos que describen la idealización de la relación M-C se determinaron mediante el análisis de resultados experimentales de las curvas de elementos de concreto presforzado, durante el programa experimental del trabajo de Blakeley. Los valores se muestran en la tabla 3.1.

**Tabla 3.1** Valores numéricos de los parámetros (M-C)

Parámetro	Valor Numérico
$\gamma_{LF} = M_u/M_{cr}$	1.8
$\gamma_1 = k_1/k_e$	0.15
$\gamma_2 = k_2/k_e$	Vigas: -.003 Columnas: -.009
$M_{li}/M_u$	0.21
$M_{ld}/M_u$	0.16

Durante las etapas 2 y 3 las coordenadas de  $CIP_p$  son dadas por:

$$M = 0.5M_u \quad (3.1)$$

$$\text{Para } \varphi_u < \varphi_{mp} \leq 10\varphi_u, \varphi = \varphi_{mp} \left( 0.23 + \frac{\varphi_{mp}}{\varphi_u} 0.05 \right) \quad (3.2a)$$

$$\text{Para } \varphi_{mp} > 10\varphi_u, \varphi = 0.7\varphi_{mp} \quad (3.2b)$$

Donde  $\varphi_u$  es la curvatura asociada a la resistencia máxima  $M_u$ , y  $\varphi_{mp}$  es el valor máximo positivo actual de curvatura. De manera similar, los valores numéricos para  $M$  y  $\varphi$  negativos de  $CIP_n$  se encuentran con la ecuación 2.1 y sustituyendo  $|\varphi_{mn}|$  para  $\varphi_{mp}$  en la ecuación 3.2.

Se esperaría que los valores de los parámetros dependieran de los factores que normalmente afectan las curvas M-C, por ejemplo; el área de acero longitudinal, el refuerzo transversal, y la carga axial. Sin embargo, se encontró que sólo el parámetro  $\gamma_2$ , que describe la rama de caída una vez que se ha pasado el punto de falla se ve afectado de manera significativa por refuerzo transversal y la carga axial. Por esta razón el valor de  $\gamma_2$  fue determinado para vigas y columnas.

Los valores numéricos mostrados son los que describen la idealización momento-curvatura, y se presentan sólo como información acerca de la misma y antecedentes, ya que los valores usados en este trabajo, son los de los parámetros que describen la idealización fuerza-desplazamiento, que serán presentados más adelante.

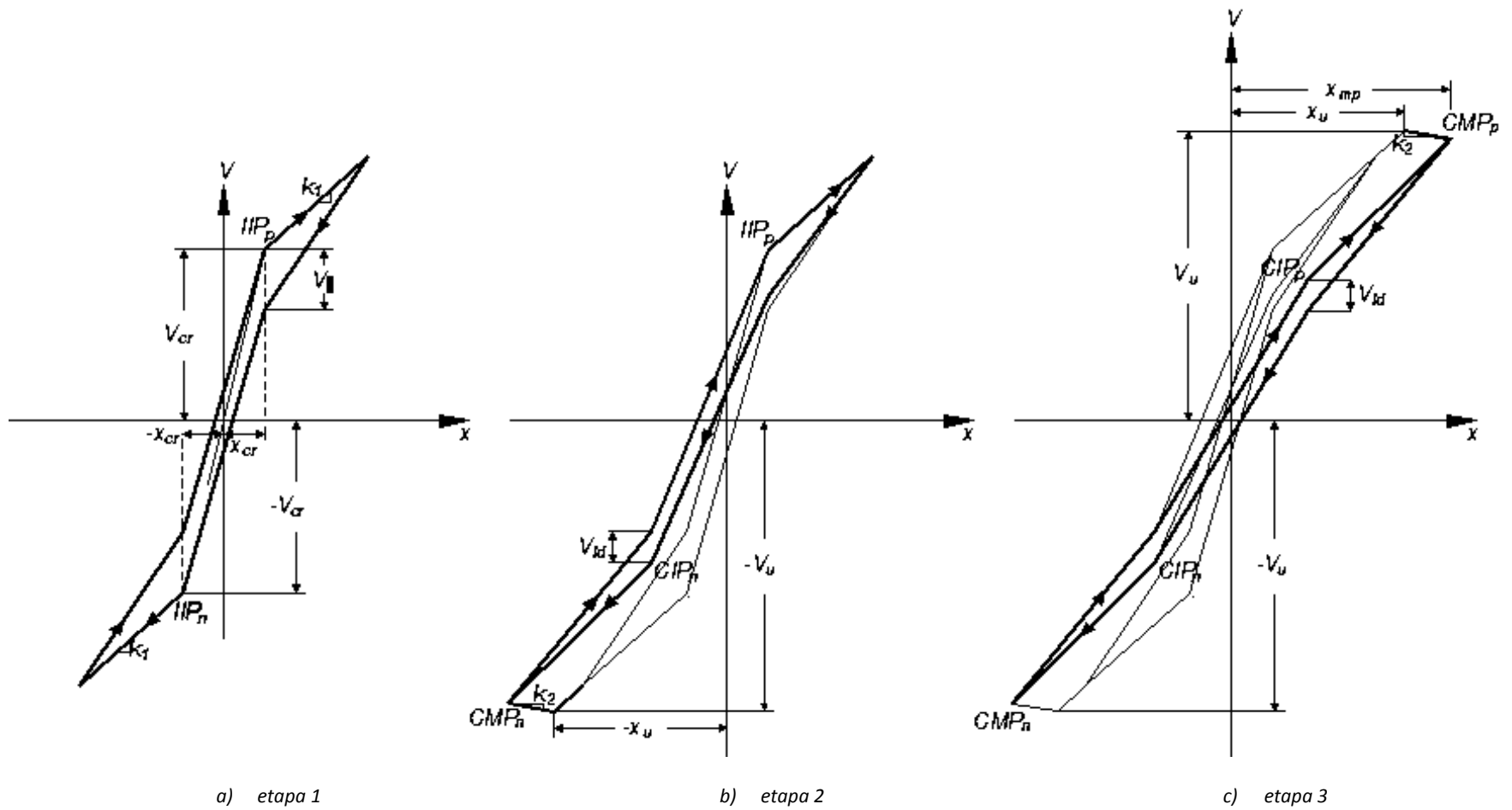


Figura 3.3 Idealización Fuerza-Desplazamiento.

## 3.2 Idealización Fuerza-Desplazamiento

La idealización fuerza-desplazamiento mostrada en la figura 3.3, para un sistema de un grado de libertad, tiene el mismo modelo de comportamiento que la relación M-C descrita anteriormente, pero se tienen diferentes valores numéricos de los parámetros que la describen. La justificación para usar el mismo modelo para las relaciones M-C y V-X es la similitud encontrada en ambos análisis y en los resultados experimentales, la relación entre ambas curvas se analiza y expone a detalle en el trabajo de Blakeley y Park (1971).

### 3.2.1 Definición del Sistema Histerético para la idealización V-X

La figura 3.3 muestra las tres etapas de carga que representan el modelo V-X. Estas representan respectivamente, ciclos pos-agrietamiento, ciclos con falla en una dirección, y ciclos con falla en ambas direcciones de carga. Los parámetros básicos que definen el sistema son: la rigidez elástica  $k_e$ ; la resistencia última  $V_u$ ;  $\gamma_1$ , que corresponde a la relación entre la rigidez pos-agrietamiento  $k_1$  y la rigidez elástica;  $\gamma_2$ , que corresponde a la relación entre la rigidez pos-falla  $k_2$  y la rigidez elástica; y  $\gamma_{LF}$ , que corresponde a la relación entre la resistencia última  $V_u$  y la resistencia de agrietamiento  $V_{cr}$ .

### 3.2.2 Secuencia del comportamiento para la idealización V-X

La secuencia del diagrama V-X bajo carga cíclica es la misma que la descrita para el modelo M-C, pero asociado a la carga y al desplazamiento.

### 3.2.3 Valores Numéricos de los Parámetros de la idealización V-X

La expresión para la rigidez elástica está dada por:

$$k_e = \frac{4\pi^2 m}{T^2} \quad (3.3)$$

Donde  $T$  es el periodo de la estructura en segundos. Al igual que los parámetros encontrados para la idealización M-C, los parámetros que describen la forma del modelo V-X fueron determinados de forma experimental. Los valores se presentan en la tabla 3.2.

**Tabla 3.2** Valores numéricos de los parámetros (V-X)

Parámetro	Valor Numérico
$\gamma_{LF} = V_u/V_{cr}$	1.8
$\gamma_1 = k_1/k_e$	0.3
$\gamma_2 = k_2/k_e$	-0.007
$VLI = V_{li}/V_u$	0.15
$VLD = V_{ld}/V_u$	0.12

La relación para determinar las coordenadas  $(V, x)$  del punto actual inelástico positivo  $CIP_p$  es la siguiente:

$$V = 0.5V_u \quad (3.4)$$

$$\text{Para } x_u < x_{mp} \leq 7x_u, x = x_{mp} \left(0.24 + \frac{x_{mp}}{x_u} 0.09\right) \quad (3.5a)$$

$$\text{Para } x_{mp} > 7x_u, x = 0.8x_{mp} \quad (3.5b)$$

### 3.2.4 Curvas obtenidas con el modelo de Blakeley y su comparación con curvas experimentales

En la figura 3.4 se muestran los resultados y la envolvente V-X obtenidos experimentalmente por Pam Hoat Joen (1987), para una pila de concreto presfzado, sin acero de refuerzo longitudinal.

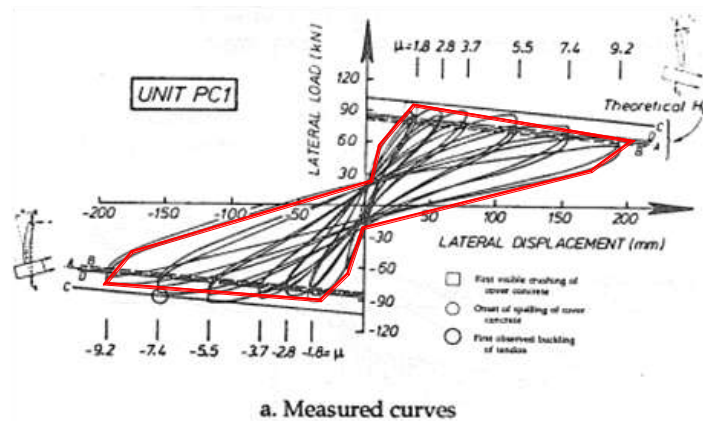


Figura 3.4 Curva V-X experimental, Pam Hoat Joen (1987).



En la figura 3.5 se muestra la curva V-X de una sección presfuerzada sin acero de refuerzo longitudinal sujeta a una secuencia sísmica, obtenida teóricamente empleando el modelo de Blakeley (1971).

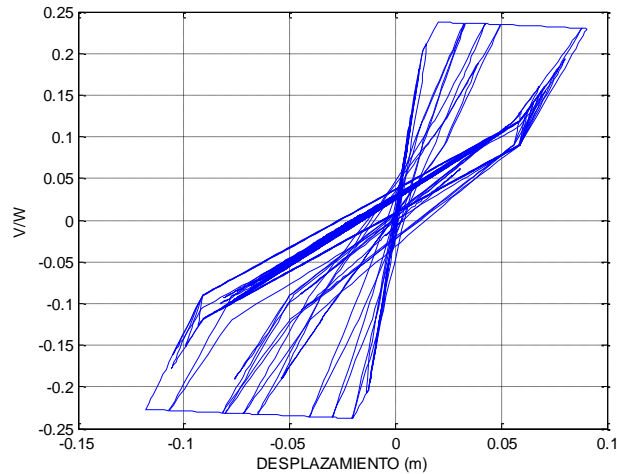


Figura 3.5 Curva V-X teórica obtenida con el modelo de Blakeley.

### 3.3 Modificación a la idealización fuerza-desplazamiento de Blakeley, para incluir el efecto del acero de refuerzo longitudinal

La idealización V-X propuesta por Blakeley (1971) considera el comportamiento histerético asociado a los efectos de la carga axial interna debida al presfuerzo, y de la resistencia a flexión que el presfuerzo proporciona a la sección. En este trabajo se incorporan algunas modificaciones a la idealización V-X de Blakeley (1971) para considerar el efecto del acero de refuerzo longitudinal convencional en el comportamiento histerético.

#### *Cálculo de los parámetros $V_{li}$ y $V_{ld}$*

Una de las modificaciones empleadas fue la propuesta por Nishiyama y Watanabe (1996), obtenida con base en resultados experimentales y en la idealización para el comportamiento del concreto presfuerzado/reforzado/PRC de Park y Thompson (1980). Esta modificación consiste en las ecuaciones 3.6 y 3.7 (Nishiyama y Watanabe, 1996), en ellas se calculan los parámetros  $M_{li}$  y  $M_{ld}$  considerando el acero de refuerzo longitudinal. A diferencia del modelo original de Blakeley (1971) en el que los valores de  $M_{li}$  y  $M_{ld}$  son constantes, estos valores son variables en función del desplazamiento máximo en cada ciclo, el desplazamiento máximo absoluto global, y la contribución del acero de refuerzo a la resistencia de la sección. El parámetro  $\alpha$  representa la relación entre el momento que

aporta el acero de refuerzo longitudinal al momento resistente total de la sección y el momento resistente total de la sección. El comportamiento en la primera etapa del modelo es la misma que la mostrada en la figura 3.3a, con la diferencia del valor de  $V_{li}$ . De igual manera para el comportamiento en las etapas 2 y 3 el valor de  $V_{ld}$  depende del parámetro  $\alpha$ .

$$M_{li}/M_{cr} = (0.2 + 0.8\sqrt{\alpha})\varphi_r/\varphi_m \quad (3.6)$$

$$M_{ld}/M_{cr} = (0.3 + 0.6\sqrt{\alpha})\varphi_r/\varphi_m \quad (3.7)$$

Donde  $\varphi_r$  y  $\varphi_m$  son las curvaturas para la sección de concreto reforzado y para la sección de PRC real respectivamente. La relación está dada para la idealización M-C. En las tablas 3.1 y 3.2 se pueden observar relaciones aproximadas del 70% de  $\frac{V_{li}}{M_{li}}$  y  $\frac{V_{ld}}{M_{ld}}$ . Debido a que no se cuenta con las expresiones para la idealización V-X, se considera una reducción de los valores encontrados con las expresiones 3.6 y 3.7.

#### *Fluencia del acero de refuerzo y Rigidez de posfluencia $k_2$*

El refuerzo convencional cumple una función importante y es la disipación de energía. En el modelo propuesto por Blakeley y Park (1971), y en el modelo de Park y Thompson (1980) para concreto presforzado, se asume una rigidez negativa una vez que se han presentado desplazamientos mayores a  $V_u$  en cualquier dirección de carga. Se asumía que cuando se alcanzara  $V_u$ , el acero de presfuerzo ya habría fluido; de acuerdo a lo señalado en las normas correspondientes. En las pruebas experimentales la pendiente negativa se observó como el resultado de la reducción en la capacidad resistente de la sección debida a la falla y al posterior desprendimiento en el concreto de recubrimiento. Sin embargo, tal comportamiento depende diversos factores, tales como la intensidad de la fuerza de presfuerzo en el elemento, el espesor del recubrimiento, la cantidad de refuerzo transversal, etc. Más tarde Nishiyama y Watanabe (1996) propusieron una función lineal del nivel de presfuerzo para la rigidez  $k_2$ . El efecto de la inclusión de acero sin presfuerzo en una sección presforzada se puede observar en la figura 3.6, donde en los diagramas momento-curvatura se tiene una pendiente negativa una vez que se ha alcanzado el momento resistente máximo, para la sección con acero de presfuerzo únicamente; y una pendiente posfluencia positiva para la sección con acero de presfuerzo y acero convencional.

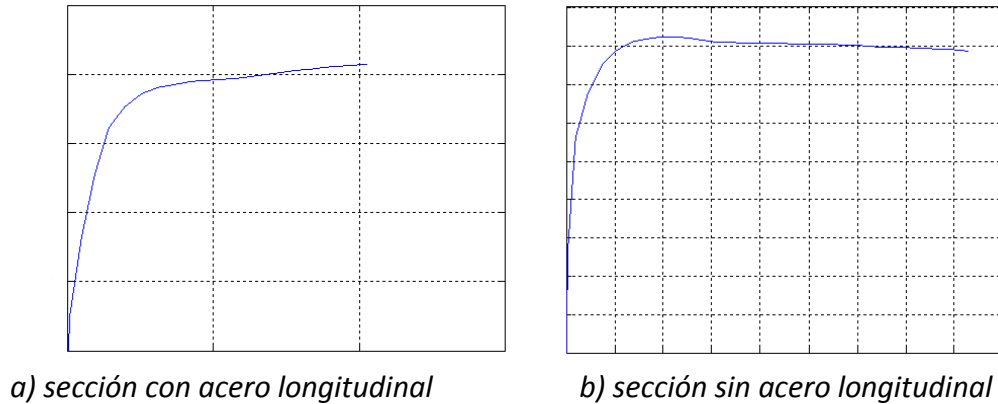


Figura 3.6 Efecto del acero longitudinal en el diagrama M-C.

La posición del presfuerzo dentro de la sección transversal influye en el comportamiento del elemento, por ejemplo, Blakeley (1971) demostró que un solo tendón axial produce un miembro menos dúctil que el logrado usando múltiples tendones localizados cerca de las fibras extremas, hablando de elementos sin refuerzo longitudinal convencional.

En el caso de que exista acero de refuerzo longitudinal sin presfuerzo en la sección aparte del acero de presfuerzo, este se encontrará en la zona cercana a las fibras extremas. En tal caso el efecto de la carga axial interna debido al presfuerzo estará presente, pero a diferencia de la reducción en la capacidad una vez alcanzado  $V_u$  para secciones con presfuerzo únicamente; en secciones presfzadas que cuenten con acero longitudinal, antes de alcanzarse  $V_u$  se alcanzará  $V_y$  (si el elemento está diseñado para que presente una falla dúctil) y en lugar de tener una rigidez  $k_2$  asociada a la disminución de la resistencia, tendrá lugar en el comportamiento histerético del elemento la rigidez pos-fluencia. En un estudio reciente llevado a cabo por Sakai y Mahin (2004), se concluyó que la rigidez pos-fluencia en columnas con acero convencional y tendones postensados sin adherir; se puede controlar con la cantidad de tendones. En general, entre más presfuerzo exista en una sección combinada (tendones + refuerzo), esta tendrá menor rigidez pos-fluencia.

La modificación al modelo de Blakeley propuesta para incorporar el efecto del acero de refuerzo longitudinal consiste en la inclusión del punto de fluencia, localizado en la intersección de las porciones de la curva V-X definidas por  $k_1$  y  $k_2$ . Se considera también  $k_2$  como la rigidez de pos-fluencia positiva, nula o negativa según sea el caso. Esta se obtiene a partir de un análisis momento-curvatura, como se muestra en la figura 3.7 y en la ecuación 3.8. Dicho procedimiento se basa en la similitud de las curvas M-C y V-X. Estas modificaciones se presentan en el modelo de Park y Thompson (1980). El parámetro  $\gamma_{LF}$

por lo tanto, para la modificación del modelo; cambia a un parámetro de la relación entre  $V_y$  y  $V_{cr}$ , definido como  $\gamma_{LY}$ .

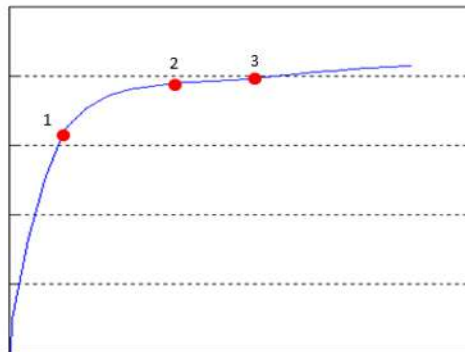


Figura 3.7 Obtención de la rigidez pos-fluencia.

$$k_2 = \frac{M_3 - M_2}{\varphi_3 - \varphi_2} \cdot \frac{1}{M_1/\varphi_1} \quad (3.8)$$

Donde el punto 1 es el punto de fluencia.

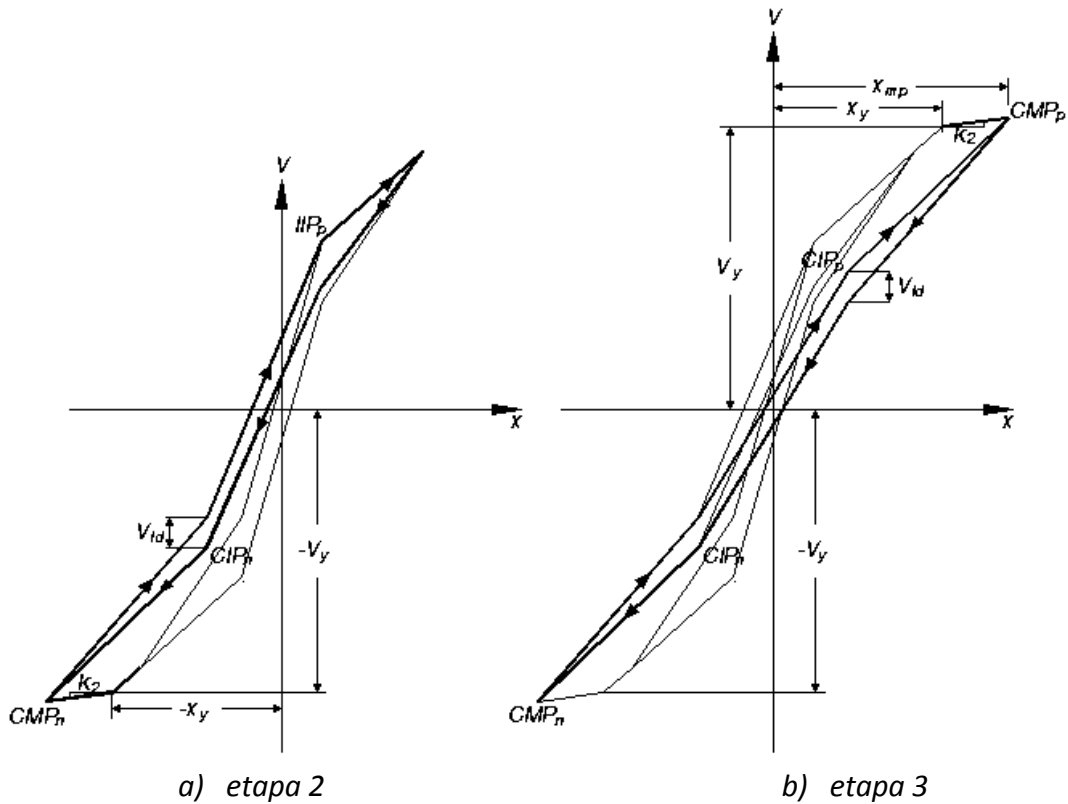


Figura 3.8 Modelo de Blakeley modificado.

En la figura 3.8 se muestra el modelo modificado, la primer etapa que corresponde al comportamiento del elemento agrietado, es la misma que la propuesta en el modelo original, con la diferencia del uso de las ecuaciones 3.6 y 3.7. Las etapas 2 y 3 (figuras 3.8<sup>a</sup> y 3.8<sup>b</sup>) corresponden a la fluencia en sólo una dirección de carga, y a la fluencia en ambas direcciones respectivamente.

De esta manera, se puede representar el comportamiento de elementos parcialmente presforzados, siempre que el nivel de presfuerzo sea tal que por este efecto el acero longitudinal se mantenga en cuantías cercanas al límite inferior (1%). Por ejemplo, el modelo no es representativo del comportamiento de las columnas autocentrantes que cuentan con acero concéntrico presforzado o postensado sin adherir. Este modelo se usará en los análisis paramétricos descritos a continuación.

### 3.4 Factor de ductilidad $\mu$

El factor de ductilidad  $\mu$  es una medida de la demanda de ductilidad impuesta por un sismo sobre un sistema estructural. El factor de ductilidad queda definido como:

$$\mu = \frac{x_m}{x_y} \quad (3.9)$$

Donde  $x_m$  es el desplazamiento máximo absoluto obtenido de un análisis dinámico, y  $x_y$  es el desplazamiento de fluencia.

La deformación de fluencia para elementos parcialmente presforzados, como se define en el capítulo de introducción de este trabajo, se considera como el desplazamiento asociado a la intersección de las porciones de la curva fuerza desplazamiento definidas por  $k_1$  y  $k_2$ . Que es el punto asociado a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal localizado en las zonas extremas de la sección transversal.

### 3.5 Análisis Paramétricos

El objetivo de estos análisis es conocer la demanda de desplazamiento impuesta en un sistema estructural como el que se muestra en la figura 3.9, por efecto de acciones sísmicas. Este sistema estructural representa el caso de los puentes cortos tipo viaducto apoyados sobre pilas formadas por una sola columna. Donde  $P$  representa la fuerza o sollicitud inercial sobre la estructura, producto de un evento sísmico.

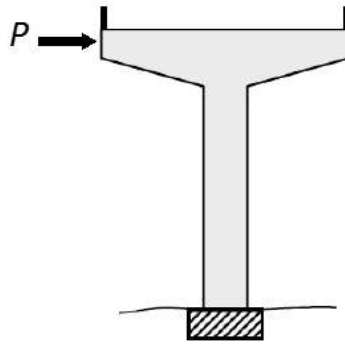


Figura 3.9 Sistema estructural de puentes tipo viaducto.

Para asegurar el buen comportamiento sísmico, es conveniente igualar la resistencia del elemento resistente; a la fuerza  $P$  impuesta por el sismo; este es el método adoptado por algunos códigos y corresponde a un análisis estático o cuasidinámico.

El análisis paramétrico en este trabajo, consiste en someter un oscilador de un solo grado de libertad con las propiedades de resistencia sugeridas por el reglamento correspondiente al sitio en estudio y representadas por la carga lateral de diseño  $P$ , a una señal sísmica característica del sitio. Para el análisis dinámico no lineal del sistema, en este caso se utiliza el modelo de Blakeley Modificado, suponiendo que el elemento resistente tiene acero de refuerzo y tendones de presfuerzo; como es el caso de varios puentes tipo viaducto. Los análisis se hicieron para el Distrito Federal y para el Estado de Michoacán, considerando como reglamentos para cada sitio de estudio las Normas Técnicas Complementarias 2004 (NTC) y el Manual de Obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad 1993 (MDOC) respectivamente. Ambas normativas se utilizaron para calcular los coeficientes sísmicos/ordenadas espectrales, mientras que el cálculo de la carga horizontal equivalente se realizó de acuerdo a lo estipulado en la normativa para puentes de la SCT. Es importante señalar que las expresiones y la manera de calcular la fuerza horizontal equivalente para el diseño por sismo, en las NTC, MDOC, y SCT; son las mismas. Si embargo, difieren en la consideración de un factor de sobrerresistencia  $R$ . Este factor es contemplado explícitamente en el MDOC, y en las NTC para cuando se toma en cuenta el periodo dominante del suelo. De modo que en el MDOC el factor de sobrerresistencia, depende de la estructuración, mientras que en las NTC depende del periodo de la estructura. En las normativas SCT y NTC, para el diseño por sismo, no se contempla explícitamente el concepto de sobrerresistencia estructural.

Por sus características estructurales, un puente tipo viaducto es tratado como un péndulo invertido, por lo que los lineamientos para tal tipo de estructura fueron seguidos en el cálculo de las fuerzas laterales según lo estipulado en la normativa SCT. Una vez calculada la fuerza lateral de diseño, esta fue incrementada en un 20%, con el fin de incorporar el efecto del aumento en la resistencia en la base de la columna o la articulación plástica

debido al momento concentrado que el se sugiere imponer en la parte superior del elemento resistente.

$$M = 1.5Fr^2 \frac{\varphi}{x} \quad (3.10)$$

Donde  $r$  es el radio de giro de la masa con respecto al centro de rigidez,  $x$  y  $\varphi$  son el desplazamiento lateral y el giro respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza de inercia  $F = V_d$ . El incremento del 20% en la fuerza lateral de diseño fue calculado para una altura de columna y ancho promedios, basados en las características del viaducto del DF.

### 3.5.1 Resistencia última lateral $V_u$

$V_u$  Es definido como el valor de la fuerza cortante que aplicada en la parte superior del elemento resistente, produce el estado de resistencia última en la sección. Es importante señalar, que la normativa de la SCT define la carga última como la carga de servicio multiplicada por un factor de carga, sin embargo no se especifican los estados de resistencia a los que se asocian dichos valores de carga. Partiendo de la definición del coeficiente sísmico, como la fuerza de fluencia dividida entre el peso de la estructura; en este trabajo se considera que la fuerza de fluencia es la obtenida a partir del espectro de diseño (incluidas los incrementos y reducciones antes de usar factores de carga). El comportamiento del elemento en el estado de resistencia última es no lineal, ya que se ha alcanzado la fluencia del acero de refuerzo y el agrietamiento en el concreto, y por lo tanto la fuerza lateral asociada al momento último no se puede calcular directamente. Lo mismo ocurre con la fuerza lateral asociada al estado de fluencia. De acuerdo a la normativa de la SCT, se puede escribir la expresión que determina  $V_u$  como sigue:

$$V_u = FC \cdot V_d \quad (3.11)$$

Donde  $FC$  es el factor de carga, y  $V_d$  es la carga sísmica de diseño, o carga horizontal equivalente en el diseño por sismo.

La carga sísmica de diseño se calcula de acuerdo a lo estipulado las normas de la SCT. Dicha carga está dada por un coeficiente sísmico  $c$ , definido como el cociente de la fuerza cortante horizontal  $V_0$  que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, entre el peso de la edificación  $W_0$  sobre dicho nivel. Haciendo  $V_0 = V_d$ , y  $W_0 = mg$ , se tiene que la carga sísmica de diseño está dada por:

$$V_d = c \cdot mg \quad (3.12)$$

En los reglamentos usados (NTC-04, MDOC-93), el coeficiente sísmico  $c$  está definido por la zona sísmica y/o el tipo de terreno. De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias 2004, el valor de  $c$  puede ser reducido en función del periodo fundamental de la estructura, y en ese caso  $c$  está definido por la ordenada  $a$  como fracción de la gravedad; donde  $a$  se obtiene de un espectro de diseño con funciones que lo representan y dependen también de la zona sísmica y del tipo de terreno. Esta reducción no se permite en el Manual de Obras Civiles de la CFE. Sin embargo, los valores de  $c$  para la ecuación 3.17 fueron calculados como la ordenada espectral  $a$  en todos los casos, para calcular la fuerza de diseño de acuerdo a la normativa de la SCT. Para fines de considerar los efectos inelásticos en la estructura de acuerdo a los parámetros de diseño de las normas empleadas, se consideró el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , y sus efectos en el cálculo de la fuerza lateral de diseño.

### 3.5.2 Organización de los análisis

Se hicieron 4 grupos de análisis para cada sitio de estudio y registro sísmico, cada grupo corresponde a un periodo de vibrar del sistema, y a su vez cada uno de estos grupos está formado por un conjunto de análisis en el que cada análisis corresponde a una zona sísmica contemplada en el reglamento correspondiente. Los periodos de vibrar considerados son  $T=0.5$  s,  $T=0.8$  s,  $T=1.1$  s, y  $T=1.4$ s.

Para cada periodo y zona sísmica se tiene una resistencia del elemento resistente, y esta se representa por la letra  $R$ , acompañada de un número que identifica de manera esquemática la zona sísmica. Se consideran 9 resistencias para el Estado de Michoacán, estas corresponden a 3 zonas sísmicas que consideran tres tipos de terreno cada una, sin embargo a excepción del periodo  $T=0.5$  s, para el resto de los periodos considerados cualitativamente hay 6 valores de resistencias, y para  $T=0.5$  s hay 8, pero debido al parecido numérico de los valores de algunas de ellas; por practicidad se consideraron 6. Para la Ciudad de México se consideraron 6 resistencias, estas corresponden a 6 zonas sísmicas consideradas en las NTC-04. En lo sucesivo se hará referencia al término “curva de respuesta”. Este se refiere a la curva periodo contra desplazamiento obtenida para cada resistencia  $R_i$ .

Cada análisis se hizo para dos valores de  $\gamma_{LY}$ . En la figura 3.10, se muestra un esquema del análisis paramétrico.



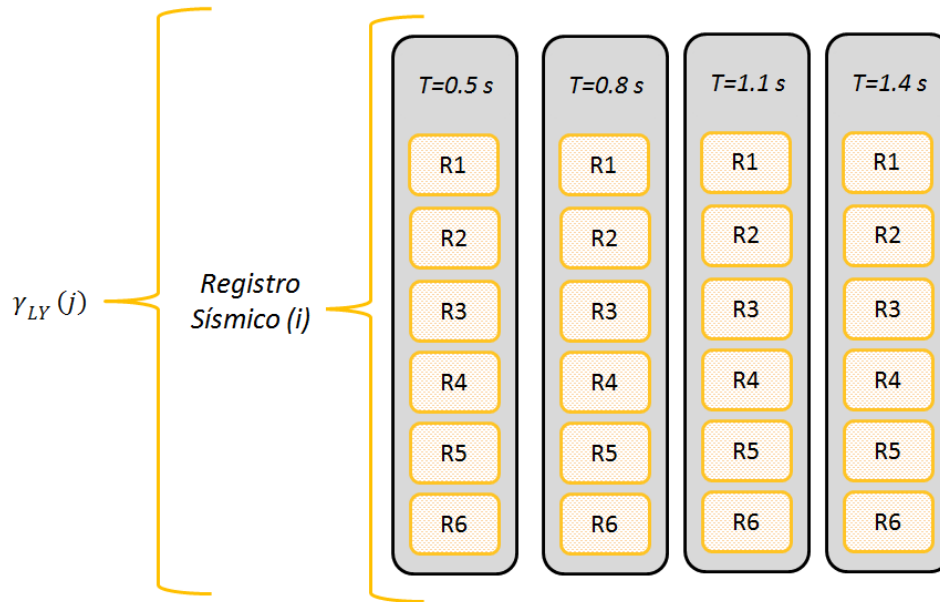


Figura 3.10 Esquema del análisis paramétrico.

Los registros de los eventos sísmicos usados se muestran en la tabla 3.4, estos son característicos de los sitios de estudio. Para conocer el comportamiento inelástico de los sistemas estructurales bajo acciones sísmicas severas, se realizaron dos grupos de análisis, el primero con los registros originales, y el segundo con los registros escalados. La rigidez de posfluencia en los elementos de referencia estudiados (columnas A10 y A16 del Viaducto Bicentenario del D.F), calculada como se describió anteriormente está entre 1.15% y 1.2% de la rigidez elástica, debido a que este valor se considera muy pequeño, el valor de la rigidez de posfluencia considerado para el análisis es igual a cero.

### 3.5.3 Cálculo del parámetro $\gamma_{LY}$ (PR), y valores del amortiguamiento y de $\alpha$

#### Parámetro $\gamma_{LY}$

El parámetro  $\gamma_{LY}$  es la relación entre las fuerzas resistentes de fluencia y de agrietamiento, estas se calculan de acuerdo a la resistencia de fluencia y de agrietamiento del elemento analizado. Los valores de  $V_{cr}$  y  $V_y$  se calculan como los asociados a los momentos de agrietamiento y de fluencia respectivamente ( $M_{cr}$ ,  $M_y$ ). El cálculo de  $M_{cr}$  y  $M_y$  se realiza mediante un análisis a flexión en el que se satisfacen los requerimientos de equilibrio y compatibilidad de deformaciones; suponiendo una distribución no lineal de esfuerzos en el concreto. El cálculo de  $M_{cr}$  se realiza para una condición tal que la fibra extrema a tensión alcance la resistencia a tensión del concreto  $\sigma_t$  (Hayashi et al., 1995),

$$M_{cr} = \left( \sigma_t + \frac{P_e}{A_c} \right) Z_e \quad (3.13)$$

Curvatura de agrietamiento asociada a  $M_{cr}$ ,

$$\theta_{cr} = \frac{M_{cr}}{k_e} \quad (3.14)$$

Donde  $P_e$  es la fuerza axial actuando en el elemento, incluida la fuerza efectiva de presfuerzo.  $A_c$  es el área de concreto de la sección transversal.  $Z_e$  es el módulo elástico de la sección transformada. El valor de  $\sigma_t$  se considera como  $1.8\sqrt{f'_c}$ , donde la resistencia del concreto se expresa en  $kgf/cm^2$ .

Los valores  $V_{cr}$ , y  $V_y$  se pueden representar como la fuerza aplicada en el extremo de la columna, de manera que generen un momento con valor definido para cada uno de los estados de resistencia; como se muestra en la figura 3.7.

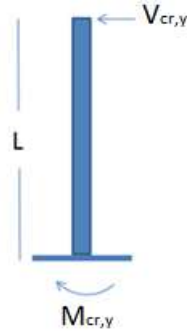


Figura 3.11: Fuerza lateral y Momento en la base de la columna.

De la figura 3.7,

$$M_{cr} = V_{cr}L, M_y = V_yL, V_{cr} = \frac{M_{cr}}{L} \quad (3.12)$$

$$V_y = \frac{M_y}{L} \quad (3.13)$$

$$\gamma_{LY} = \frac{V_y}{V_{cr}} \quad (3.14)$$

$$\gamma_{LY} = \frac{M_y}{M_{cr}} \quad (3.15)$$

Esta es una simplificación en la que se considera la rigidez elástica hasta el punto de la fluencia; ya que la rigidez del elemento cambia una vez que se alcanza el agrietamiento. Si se conocen los desplazamientos de fluencia y último reales de una sección y se suponen

las rigideces correspondientes a cada estado, se pueden calcular con bastante precisión las fuerzas cortantes asociadas a cada estado de resistencia.

En los análisis paramétricos, debido a que las columnas del viaducto poseen una gran variedad de longitudes a lo largo del mismo, que van desde 6 hasta 14 m; por ello se consideró una longitud promedio de 10 m, suponiendo esta como la longitud desde la parte superior del elemento resistente hasta el punto concentrado de la articulación plástica.

*Amortiguamiento:* Para descartar los efectos que el amortiguamiento pudiera tener en los desplazamientos, para los análisis se utiliza un amortiguamiento del 5% (el mismo que el usado para los sistemas de concreto reforzado, como se indica en el próximo capítulo).

*Valor de  $\alpha$ :* Se considera un valor de  $\alpha = 0.5$ , basados en los valores de este parámetro obtenidos para diferentes secciones del viaducto del DF (Viaducto Bicentenario). El 50 % de la resistencia total a flexión es proporcionada por el concreto y el acero de presfuerzo.

### 3.5.4 Ordenadas espectrales

Con el fin de observar más claramente los efectos que las especificaciones de las normas tienen en el cálculo de  $V_u$ , en las tablas 3.6 a tal se muestran las ordenadas espectrales obtenida; así como las cargas de fluencia y última en función del peso de la estructura (ya afectados por los incrementos y reducciones correspondientes, incluyendo el incremento del 20% por efecto del momento  $M$ , y el asociado a la importancia de la estructura, así como la reducción por considerar el comportamiento inelástico).

**Tabla 3.3** Ordenadas espectrales (Estado de Michoacán).

Zona-Suelo	$T=0.5 s$	$T=0.8 s$	$T=0.1.1 s$	$T=0.1.4 s$
BI	0.14	0.12	0.103	0.09
BII,CI	0.3	0.3	0.3	0.3
BIII	0.36	0.36	0.36	0.36
CII,III	0.64	0.64	0.64	0.64
DI	0.5	0.5	0.5	0.5
DII,III	0.86	0.86	0.86	0.86

**Tabla 3.4** Cargas normalizadas (Estado de Michoacán).

Zona-Suelo	$T=0.5\text{ s}$		$T=0.8\text{ s}$		$T=0.1.1\text{ s}$		$T=0.1.4\text{ s}$	
	$P_y/W$	$P_u/W$	$P_y/W$	$P_u/W$	$P_y/W$	$P_u/W$	$P_y/W$	$P_u/W$
BI	0.126	0.164	0.108	0.140	0.093	0.121	0.081	0.105
BII,CI	0.270	0.351	0.270	0.351	0.270	0.351	0.270	0.351
BIII	0.354	0.460	0.324	0.421	0.324	0.421	0.324	0.421
CII,III	0.576	0.749	0.576	0.749	0.576	0.749	0.576	0.749
DI	0.450	0.585	0.450	0.585	0.450	0.585	0.450	0.585
DII,III	0.774	1.006	0.774	1.006	0.774	1.006	0.774	1.006

**Tabla 3.5** Ordenadas espectrales (Distrito Federal).

Zona-Suelo	$T=0.5\text{ s}$	$T=0.8\text{ s}$	$T=0.1.1\text{ s}$	$T=0.1.4\text{ s}$
BI	0.16	0.16	0.16	0.1542
BII,CI	0.32	0.32	0.32	0.3048
BIII	0.383	0.4	0.4	0.4
CII,III	0.31	0.43	0.45	0.45
DI	0.22	0.292	0.364	0.4
DII,III	0.2176	0.288	0.3	0.3

**Tabla 3.6** Cargas normalizadas (Distrito Federal).

Zona-Suelo	$T=0.5\text{ s}$		$T=0.8\text{ s}$		$T=0.1.1\text{ s}$		$T=0.1.4\text{ s}$	
	$P_y/W$	$P_u/W$	$P_y/W$	$P_u/W$	$P_y/W$	$P_u/W$	$P_y/W$	$P_u/W$
BI	0.144	0.187	0.144	0.187	0.144	0.187	0.139	0.180
BII,CI	0.288	0.374	0.288	0.374	0.288	0.374	0.274	0.357
BIII	0.355	0.462	0.360	0.468	0.360	0.468	0.360	0.468
CII,III	0.353	0.459	0.399	0.519	0.405	0.527	0.405	0.527
DI	0.283	0.368	0.320	0.417	0.349	0.453	0.360	0.468
DII,III	0.248	0.322	0.267	0.348	0.270	0.351	0.270	0.351

### 3.5.5 Escalamiento de registros

El escalamiento de los registros se hizo únicamente en magnitud, en el caso de los registros sísmicos del Estado de Michoacán el método usado fue el de coincidencia de aceleración máxima absoluta de los espectros de respuesta de pseudoaceleración. Con este método se busca que los registros a escalar tengan la misma aceleración máxima absoluta en sus respectivos espectros de respuesta; con ello se tiene que los registros escalados están asociados a un mismo periodo de retorno. En primera instancia se escalaron los registros con el criterio de coincidencia espectral de la pseudoaceleración máxima, para un periodo de retorno de 2500 años, de acuerdo a los espectros de peligro uniforme para Michoacán mostrados en la figura 3.16 (López, 2013). Sin embargo, este escalamiento no significó una gran diferencia debido a que sin escalar, los espectros de respuesta de los registros ya tienen una pseudoaceleración máxima muy cercana a la del espectro de peligro uniforme correspondiente a un periodo de retorno de 2500 años; lo mismo ocurre para los valores de la aceleración absoluta máxima en ambos espectros. Esto se puede apreciar en las figuras 3.12 y 3.16. Por esta razón se optó por escoger una aceleración máxima absoluta asociada a un periodo de retorno tal que se alcanzara la fluencia en los sistemas, sin embargo al escalar los registros de manera arbitraria se está sujeto a que las aceleraciones esperadas sean poco realistas y resulten excesivas. Con esto en mente, se consultaron los comentarios al respecto de peligro sísmico del Manual de Obras Civiles de la CFE 2008. En ellos se comenta al respecto y para espectros de diseño óptimo (transparentes), que para sitios en la costa del Pacífico se obtuvieron mesetas espectrales del orden de 1.0 g. En los registros usados en este trabajo, se tiene una aceleración máxima de 0.39 g (MZ019510.092). Tomando en cuenta que la meseta espectral de 1.0 g está asociada a un criterio de diseño óptimo; para escalar los registros se consideró como objetivo una aceleración máxima absoluta de 0.8 g. Esta corresponde a un factor de escala máximo de 2.58, que es ligeramente mayor a 2.2, siendo este el asociado a los espectros de peligro uniforme mostrados, con esto se considera apropiado el factor de escala usado. A partir de esta aceleración máxima, es que se escalaron los registros.

En el caso de los registros de la Ciudad de México, estos fueron obtenidos para diferentes tipos de suelo, y mientras que en terreno firme se tuvo una aceleración máxima absoluta de 0.036 g, debido al efecto de amplificación en suelo blando esta respuesta fue 4.4 veces mayor. Es importante hacer notar que existen diferentes métodos de escalamiento, y lo más recomendable en estos casos es considerar alguno que involucre la modificación de la señal sísmica debido a la influencia de las condiciones geológicas y topográficas del sitio, como aquellos que incorporan funciones de transferencia para estimar la respuesta en un

sitio. Sin embargo, para fines prácticos y para el objetivo de este trabajo de conocer la respuesta inelástica de los sistemas estructurales en estudio, se optó por el método de escalamiento en magnitud primero para terreno firme, y a partir de este, considerar la misma relación de amplificación de los registros originales para los terrenos blando y de transición. Con ayuda del programa PRODISIS 2.0 se obtuvo un acelerograma sintético para el sitio con las coordenadas correspondientes a la localización a la estación en terreno firme, resultando como aceleración máxima del terreno 0.15 g. Dicho acelerograma se obtiene a partir de un espectro de diseño óptimo, por lo que basarse en el mismo, lleva a suponer valores muy conservadores para el periodo de retorno y por lo tanto para la respuesta del suelo. De acuerdo al método de escalamiento propuesto, lo anterior significaría usar un factor de escala de 5.55, lo que resulta en suponer una aceleración máxima absoluta de 0.87 g. Con el propósito de evitar valores excesivos en las aceleraciones, se consideró un valor promedio entre la aceleración del registro original y la esperada de acuerdo al espectro de diseño óptimo. Con ello se obtuvo una aceleración máxima absoluta de 0.093 g para el registro en terreno firme.

En la tabla 3.7 se muestran las claves de los registros (según la BMDSF), la fecha de los eventos sísmicos, el sitio de análisis y el reglamento usado para cada análisis, así como el factor de escala FS usado para cada registro. En las figuras 3.12-3.15 se muestran los espectros de respuesta elásticos ( $\zeta = 5\%$ ) de registros originales y escalados. Para el caso de los registros usados para el Distrito Federal, se puede observar que en los espectros de respuesta, la respuesta máxima en la pseudoaceleración se carga hacia las frecuencias más bajas (periodos mayores) para el registro de SCT; esto se debe al efecto que tiene el suelo blando en la recepción y modificación de las ondas sísmicas. Como se ya se mencionó, debido a que la amplificación de la aceleración del suelo es independiente de la señal sísmica, y más bien depende de las características geotécnicas del sitio, el escalamiento en este caso se hizo con referencia en la respuesta obtenida para el terreno firme.

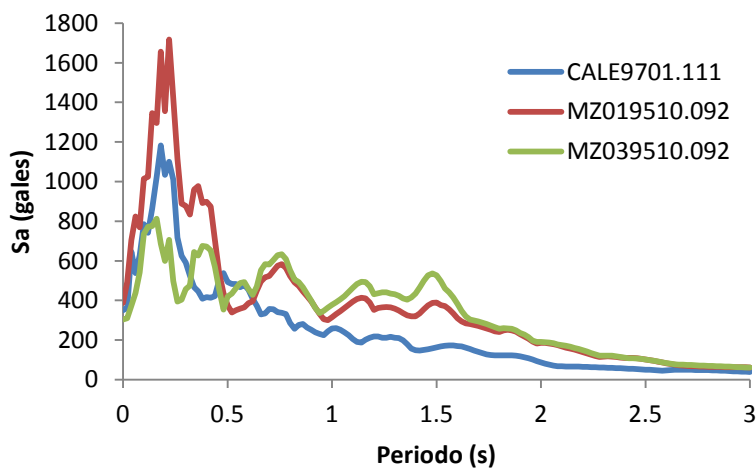


Figura 3.12 Espectros de respuesta de registros originales (Michoacán).

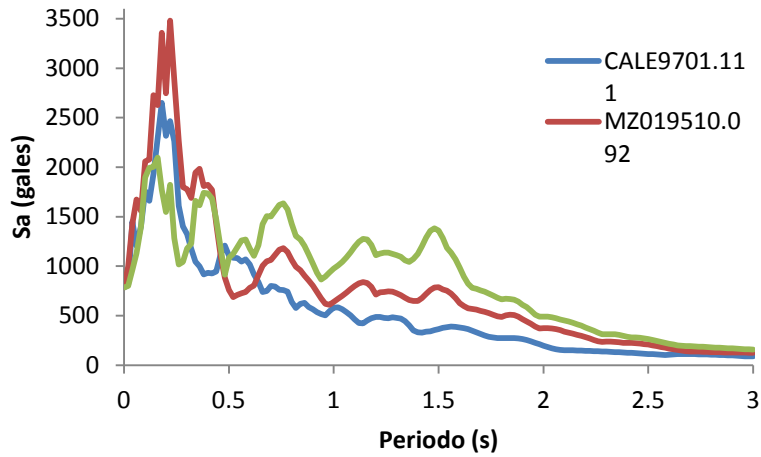


Figura 3.13 Espectros de respuesta de registros escalados (Michoacán).

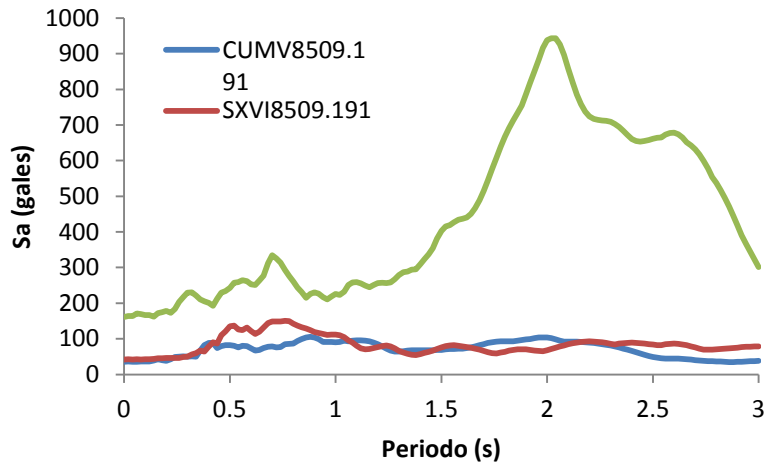


Figura 3.14 Espectros de respuesta de registros originales (Distrito Federal).

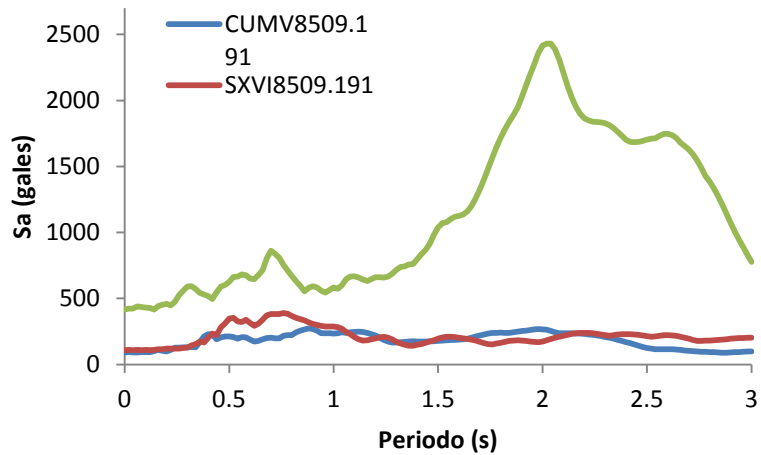


Figura 3.15 Espectros de respuesta de registros escalados (Distrito Federal).

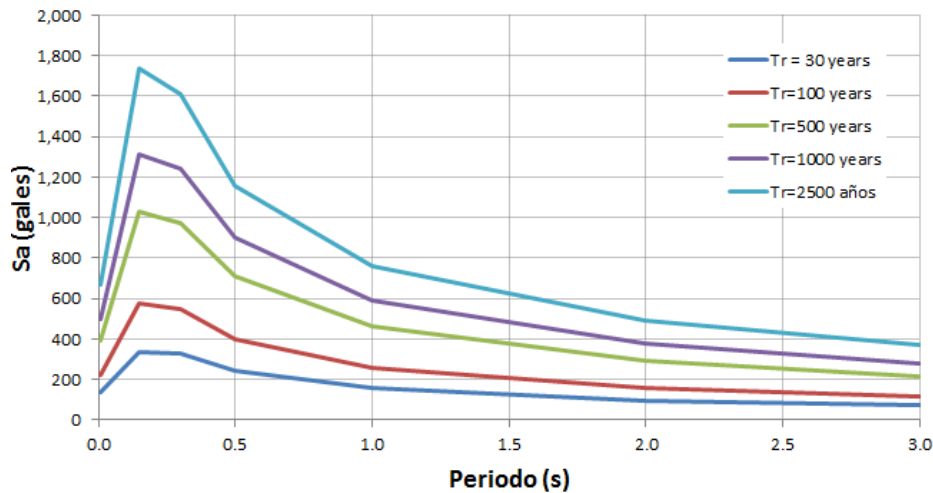


Figura 3.16 Espectros de peligro uniforme para la zona del pacífico (López, 2013).

**Tabla 3.7** Registros sísmicos, factores de escala (FS) y reglamentos usados.

Fecha del evento	Componente	Nombre del registro (BMDSF)	Sitio del análisis	Reglamento usado	FS
9-10-95	E-O	MZ019510.092	Michoacán	<i>Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo .CFE 1993</i>	2.02
9-10-95	N-S	MZ039510.092	Michoacán		2.57
11-01-97	N-S	CALE9701.111	Michoacán		2.24
19-09-85	N58E	SXVI8509.191	DF	<i>Normas técnicas complementarias 2004</i>	2.57
19-09-85	N-S	CUMV8509.191	DF		2.57
19-09-85	N-S	SCT18509.191	DF		2.57

Para los análisis realizados para el área de Michoacán, estos se hicieron para cada zona sísmica: B, C y D, que son las que se encuentran en la región, y para cada tipo de suelo: I, II y III. Para los análisis en el Distrito Federal, estos se hicieron para cada zona sísmica: I, II, IIIa, IIIb, IIIc, y IIId; se utilizó un registro para la zona dura, otro para la zona de transición, y otro para la zona blanda, como ya se mencionó; los tres registros son del mismo evento sísmico, pero las estaciones de medición pertenece a locaciones con diferente tipo de suelo cada una. Se hicieron dos subgrupos de análisis; cada uno con un valor de  $\gamma_{LY}$ .



### 3.6 Programa MHCP\_FI

Se escribió el programa MHCP\_FI en FORTRAN 90 con base en la teoría desarrollada por Blakeley y en las modificaciones mencionadas. El programa contiene la idealización V-X del modelo modificado descrito anteriormente. En la figura 3.17 se presenta una de las envolventes de la curva V-X de los resultados obtenidos en el trabajo realizado por Blakeley, así como la curva obtenida para los mismos datos y parámetros con el programa MHCP\_FI antes de modificar el modelo. Para ambos análisis, se usó el mismo evento sísmico: “El Centro 1940, Componente Norte-Sur”. Sin embargo, se desconoce la versión del registro usado para el análisis del cual se sacó la envolvente. El registro empleado para el análisis usando MHCP\_FI y del que se obtuvo la curva de ciclos histeréticos mostrados con color azul en la figura 3.17, fue el obtenido de la base de datos de sismos fuertes PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). Los parámetros del sistema analizado son los que se muestran en la tabla 3.8,  $T$  es el periodo de la estructura en segundos y  $\zeta$  es el porcentaje de amortiguamiento del sistema. El método empleado para la evaluación numérica de la respuesta dinámica es el de Newmark, el algoritmo y los detalles respecto al cálculo del análisis dinámico, se presentan en la sección 4.5 del capítulo siguiente. En el apéndice se presenta el manual de usuario del programa, así como un ejemplo de aplicación.

**Tabla 3.8** Parámetros del sistema de prueba analizado

Parámetro	$T$	$\zeta$	$FC$	$c$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_{LF}$	$VLI$	$VLD$
Valor	2.1	0.02	1.43	0.06	0.3	-0.007	1.8	0.15	0.12

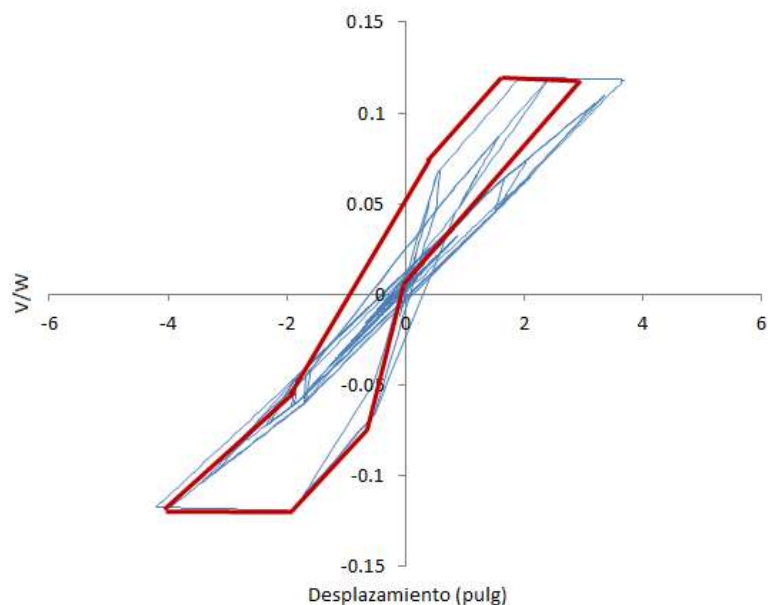


Figura 3.17 Comparación de ciclos histeréticos obtenidos.

Como se puede observar, existe una diferencia en los desplazamientos máximos, se infiere que esta se debe al uso de diferentes registros ya que como se describe a continuación, la respuesta puede variar entre el uso de un registro y otro. Se hicieron comparaciones de las respuestas elástica e inelástica del mismo sistema obtenidas para el mismo sismo (El Centro 1940, N-S) pero con distintos registros; R.1) NISEE (National Information Service for Earthquake Engineering) y R.2) PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). Se encontró que la diferencia en la respuesta alcanza 3.13 cm (1.23 pulg) para el sistema inelástico y 1.93 cm para el sistema elástico como se muestra en las figuras 3.18 y 3.19. El comportamiento histerético de los ciclos no incluidos en la envolvente es muy similar al obtenido con el programa MHCP\_FI.

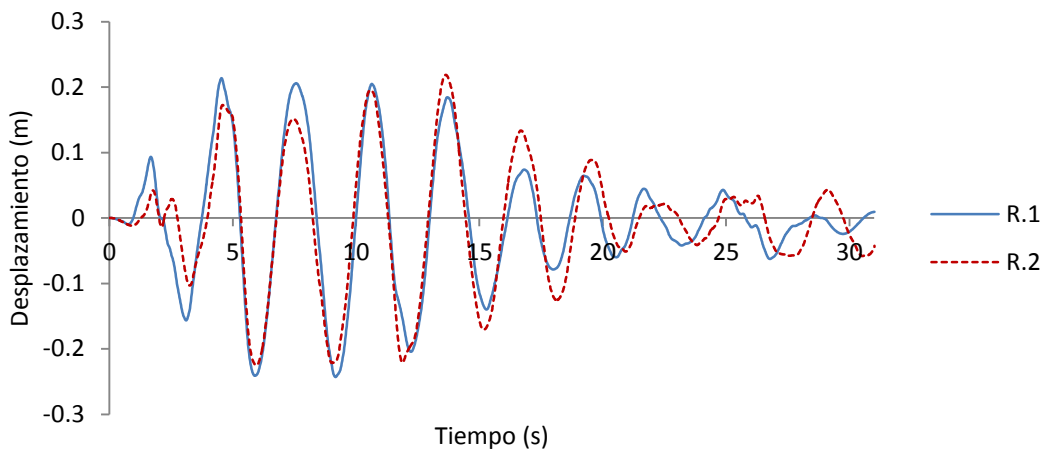


Figura 3.18 Comparación de la respuesta inelástica obtenida con diferentes registros.

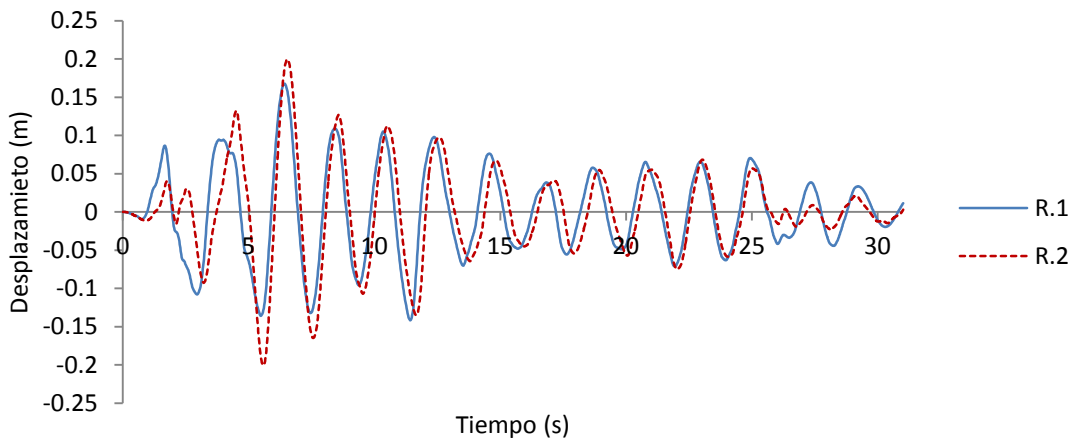


Figura 3.19 Comparación de respuesta elástica obtenida con diferentes registros.

Las figuras 3.18 y 3.19 muestran que existe una diferencia entre las respuestas elástica e inelástica obtenidas con registros diferentes del mismo evento. Estas comparaciones se hicieron para validar los resultados obtenidos con el programa MHCP\_FI, y el funcionamiento del mismo. Una vez validado el programa, se incorporó al código del mismo la modificación descrita en la sección 3.3 de este capítulo.

### 3.7 Resultados

A continuación se muestran los resultados de los análisis paramétricos. Se presentan dos grupos de resultados: el primero para los obtenidos con los registros originales, y el segundo para los resultados obtenidos con los registros escalados. Los resultados de los análisis se organizaron de la siguiente manera:

*Para ambos sitios de estudio (Michoacán y Distrito Federal):*

- Se muestran tablas de los estados alcanzados en los sistemas; estos puede ser: agrietado (A), elástico (E), y de fluencia (F).

*Para cada sitio de estudio (primero Michoacán y después el Distrito Federal):*

- Se muestran los registros sísmicos junto con los desplazamientos máximos, los factores de ductilidad, y los índices de daño obtenidos a partir del registro mostrado; para cada zona sísmica y tipo de suelo; obtenidos con el modelos de Blakeley modificado.

- Por cuestiones de espacio, se presentan sólo algunos de los ciclos histeréticos obtenidos.

- Se hacen comentarios al respecto de los resultados obtenidos.

*Nomenclatura:*

Para el Estado de Michoacán las zonas sísmicas son B, C, y D. Cada una con tipos de suelo I, II, y III. Para identificar la zona sísmica y el tipo de suelo se utiliza la letra correspondiente a la zona sísmica, seguida del número (I, II, ó III) que corresponda al tipo de suelo.

En el caso del Distrito Federal, las zonas sísmicas son I, II, IIIa, IIIb, IIIc, y IIId. Estas se identifican como ZI, ZII, ZIIIa, ZIIIb, ZIIIc, y ZIIId respectivamente. El tipo de suelo está implícito en la identificación de la zona (I terreno firme, II terreno de transición, y III terreno blando).

El \* significa que el registro está escalado.

### 3.7.1 Resultados obtenidos con registros originales

#### Estado de Michoacán

**Tabla 3.9** Estados alcanzados en los sistemas,  $\gamma_{LY} = 3$

Registro →		CALE9701.111				MZ019510.092				MZ039510.092			
Periodo →		0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4
ZB	Suelo I	F	F	F	A	F	F	F	F	F	F	F	F
	Suelo II,III	A	A	A	A	F	A	A	A	F	A	A	A
ZC	Suelo I	A	A	A	A	F	A	A	A	A	A	A	A
	Suelo II,III	A	A	A	E	A	A	A	A	A	A	A	A
ZD	Suelo I	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
	Suelo II,III	A	A	E	E	A	A	A	A	A	A	A	A

*F = fluencia, A = Agrietamiento, E = Elástico.*

**Tabla 3.10** Estados alcanzados en los sistemas,  $\gamma_{LY} = 5$

Registro →		CALE9701.111				MZ019510.092				MZ039510.092			
Periodo →		0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4
ZB	Suelo I	F	F	F	A	F	F	F	F	F	F	F	F
	Suelo II,III	A	A	A	A	F	A	A	A	F	F	A	A
ZC	Suelo I	A	A	A	A	F	A	A	A	A	A	A	A
	Suelo II,III	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
ZD	Suelo I	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
	Suelo II,III	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A

*F = fluencia, A = Agrietamiento, E = Elástico.*

#### Distrito Federal

**Tabla 3.11** Estados alcanzados en los sistemas,  $\gamma_{LY} = 3$

Registro →		CUMV8509.191				SXVI8509.191				SCT18509.191			
Periodo →		0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4
TF	Zona I	A	A	A	A	-	-	-	-	-	-	-	-
TT	Zona II	-	-	-	-	A	A	E	E	-	-	-	-
TB	Zona IIIa	-	-	-	-	-	-	-	-	A	A	A	F
	Zona IIIb	-	-	-	-	-	-	-	-	A	A	A	F
	Zona IIIc	-	-	-	-	-	-	-	-	A	A	F	F
	Zona IIId	-	-	-	-	-	-	-	-	A	A	F	F

*F = fluencia, A = Agrietamiento, E = Elástico.*

**Tabla 3.12** Estados alcanzados en los sistemas,  $\gamma_{LY} = 5$

Registro →		CUMV8509.191				SXVI8509.191				SCT18509.191			
Periodo →		0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4
TF	Zona I	A	A	A	A	-	-	-	-	-	-	-	-
TT	Zona II	-	-	-	-	A	A	A	A	-	-	-	-
TB	Zona IIIa	-	-	-	-	-	-	-	-	A	A	F	F
	Zona IIIb	-	-	-	-	-	-	-	-	A	A	F	F
	Zona IIIc	-	-	-	-	-	-	-	-	A	A	F	F
	Zona IIId	-	-	-	-	-	-	-	-	A	A	F	F

*F = fluencia, A = Agrietamiento, E = Elástico.*

En las figuras 3.21 a 3.22 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con el registro de Caleta de Campos (fig. 3.20). En las figuras 3.21 a 3.22 el eje de las abscisas representa el periodo de vibrar del sistema.

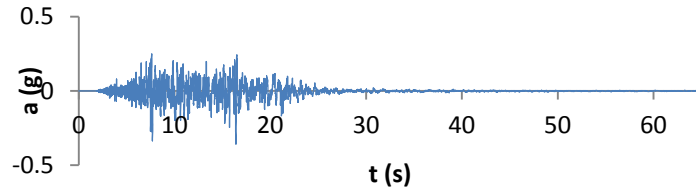


Figura 3.20 Registro sísmico de Caleta de campos (CALE9701.111).

**Nomenclatura:**

◆ BI    ■ BII,CI    ▲ BIII    × CII,CIII    ✖ DI    ● DII,DIII

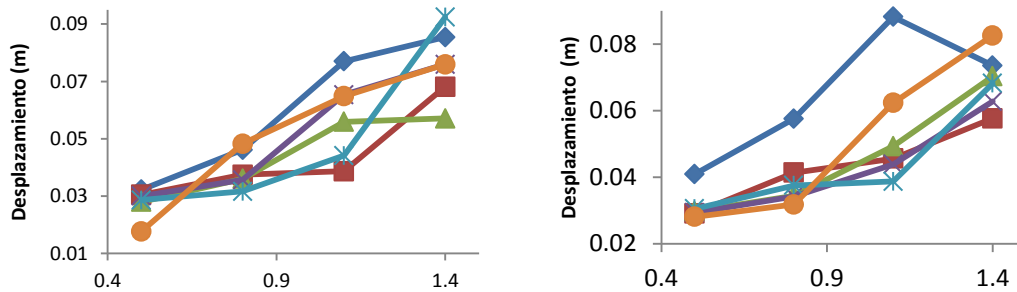


Figura 3.21 Desplazamientos máximos (Caleta de Campos).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

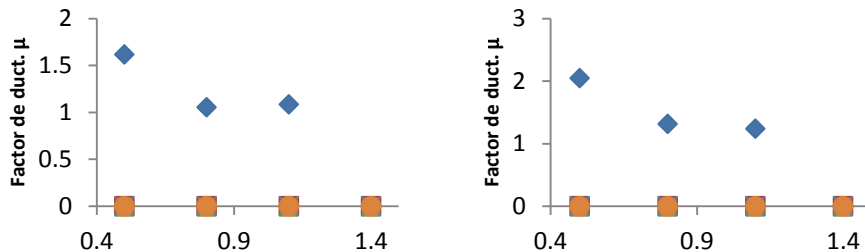


Figura 3.22 Factores de ductilidad (Caleta de Campos).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

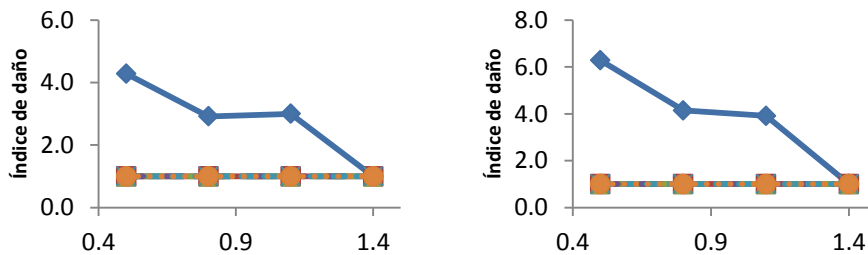


Figura 3.23 Índices de daño (Caleta de Campos).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

En las figuras 3.25 a 3.27 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con el registro de Manzanillo (fig. 3.24). En las figuras 3.25 a 3.27 el eje de las abcisas representa el periodo de vibrar del sistema.

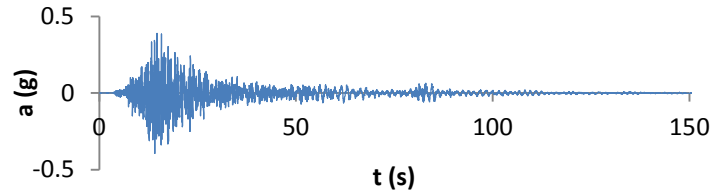


Figura 3.24 Registro sísmico de Manzanillo (MZ019510.092).

**Nomenclatura:**

- ◆ BI
- BII,CI
- ▲ BIII
- × CII,CIII
- ✱ DI
- DII,DIII

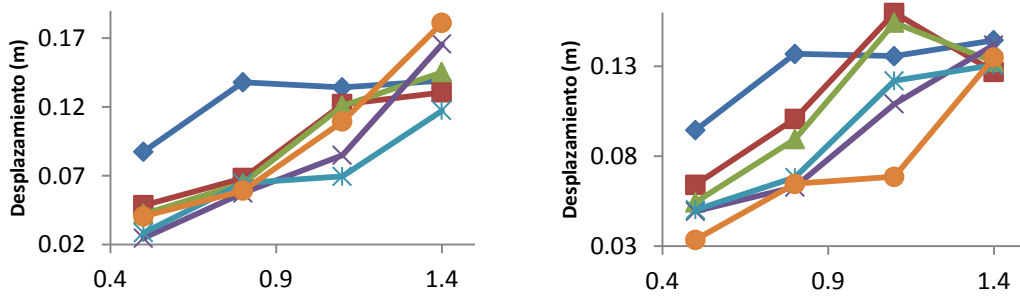


Figura 3.25 Desplazamientos máximos (Manzanillo).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

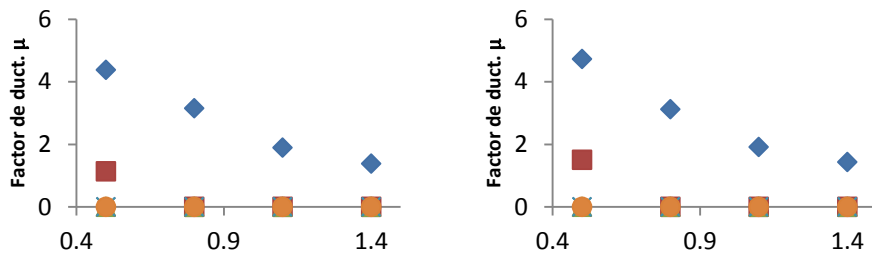


Figura 3.26 Factores de ductilidad (Manzanillo).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

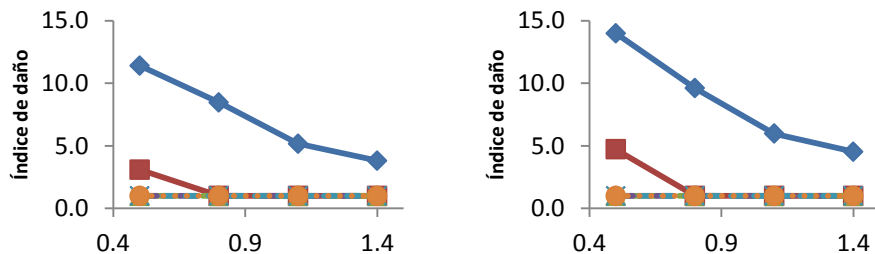


Figura 3.27 Índices de daño (Manzanillo).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

En las figuras 3.29 a 3.31 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con el registro de Manzanillo (fig. 3.28). En las figuras 3.29 a 3.31 el eje de las abcisas representa el periodo de vibrar del sistema.

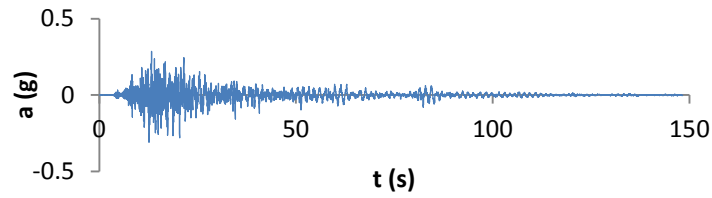


Figura 3.28 Registro sísmico de Manzanillo (MZ039510.092).

**Nomenclatura:**

◆ BI    ■ BII,CI    ▲ BIII    × CII,CIII    ✱ DI    ● DII,DIII

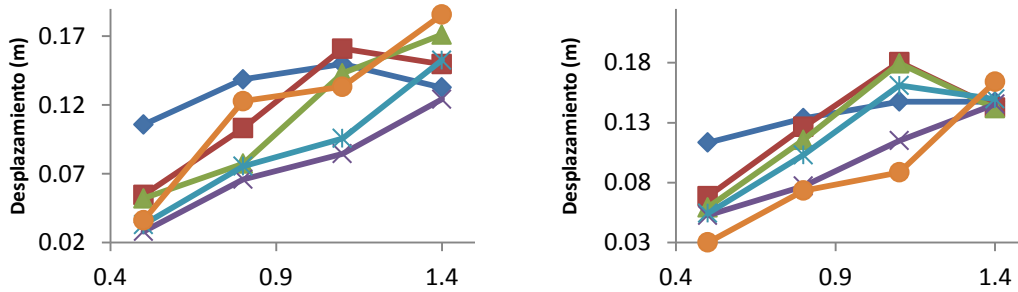


Figura 3.29 Desplazamientos máximos (Manzanillo).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

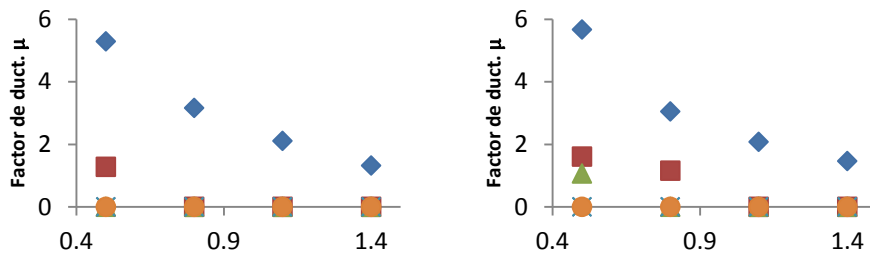


Figura 3.30 Factores de ductilidad (Manzanillo).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

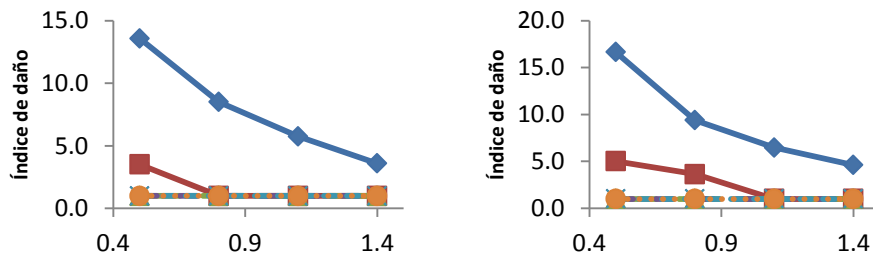


Figura 3.31 Índices de daño (Manzanillo).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .



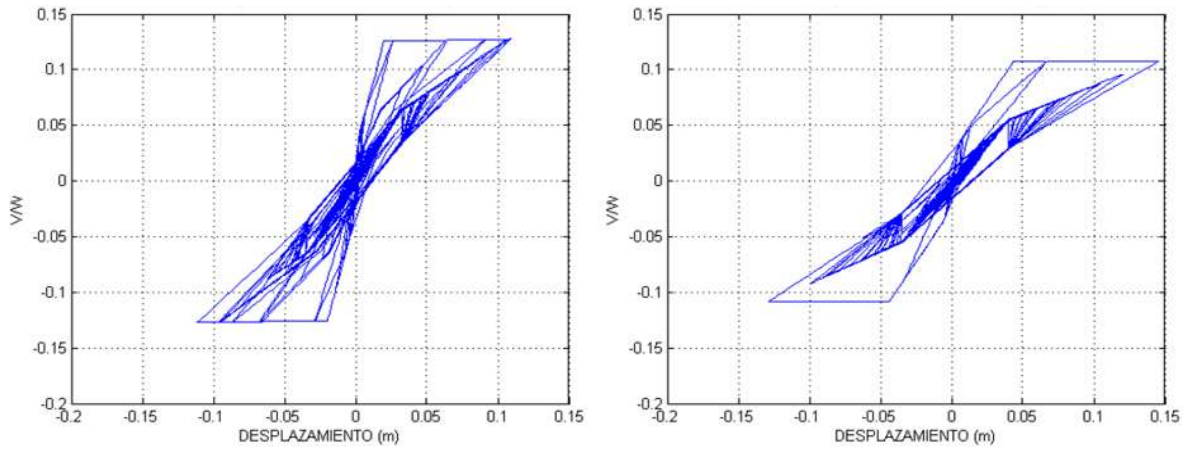


Figura 3.32 Diagramas V-X. BI (MZ039510.092),  $\gamma_{LY} = 3$ . T=0.5s, T=0.8s.

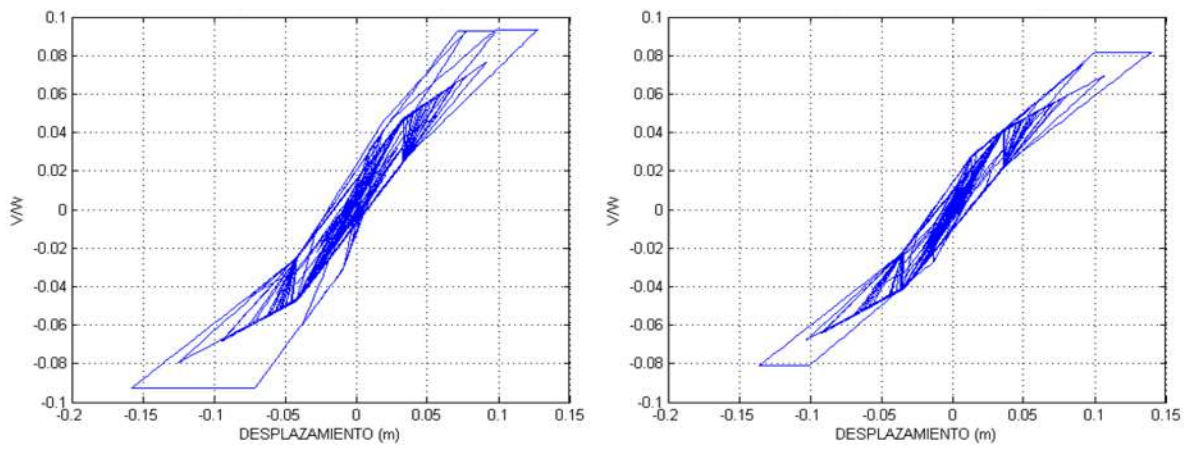


Figura 3.33 Diagramas V-X. BI (MZ039510.092),  $\gamma_{LY} = 3$ . T=1.1s, T=1.4s.

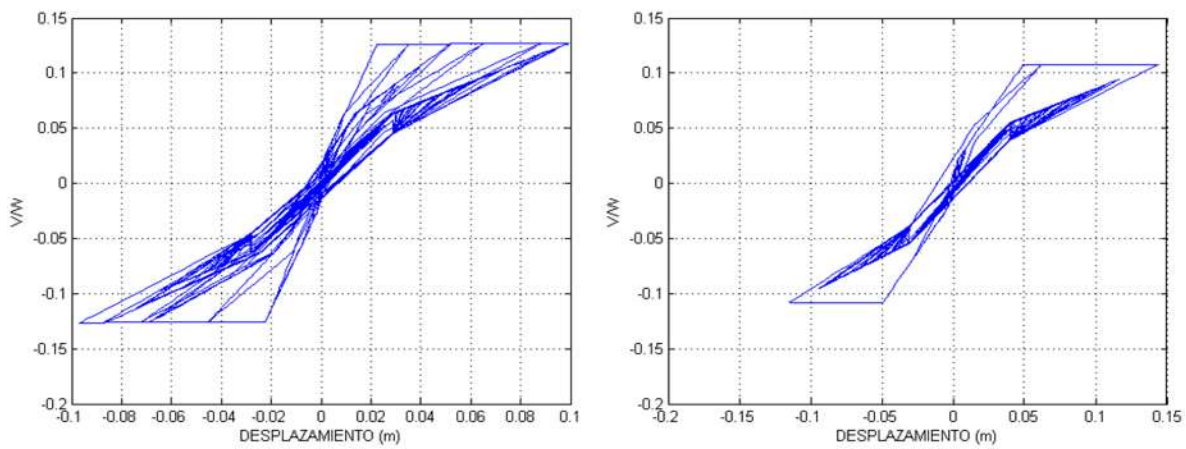


Figura 3.34 Diagramas V-X. BI (MZ019510.092),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=0.5s, T=0.8s.

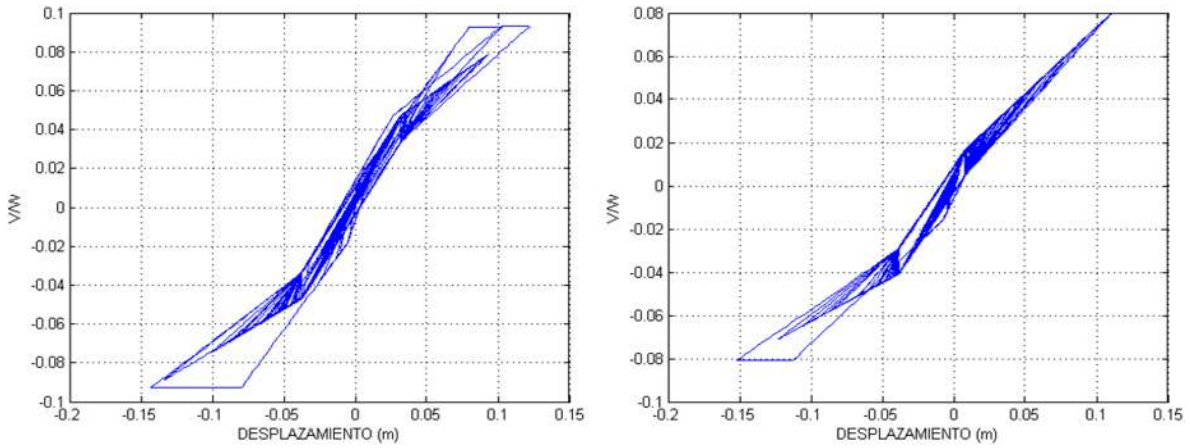


Figura 3.35 Diagramas V-X. BI (MZ019510.092),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=1.1s, T=1.4s.

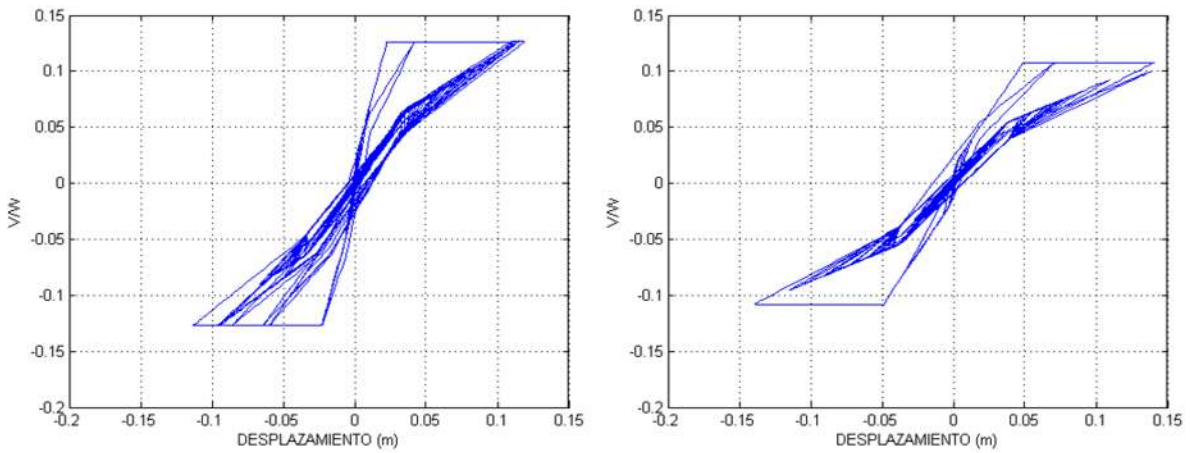


Figura 3.36 Diagramas V-X. BI (MZ039510.092),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=0.5s, T=0.8s.

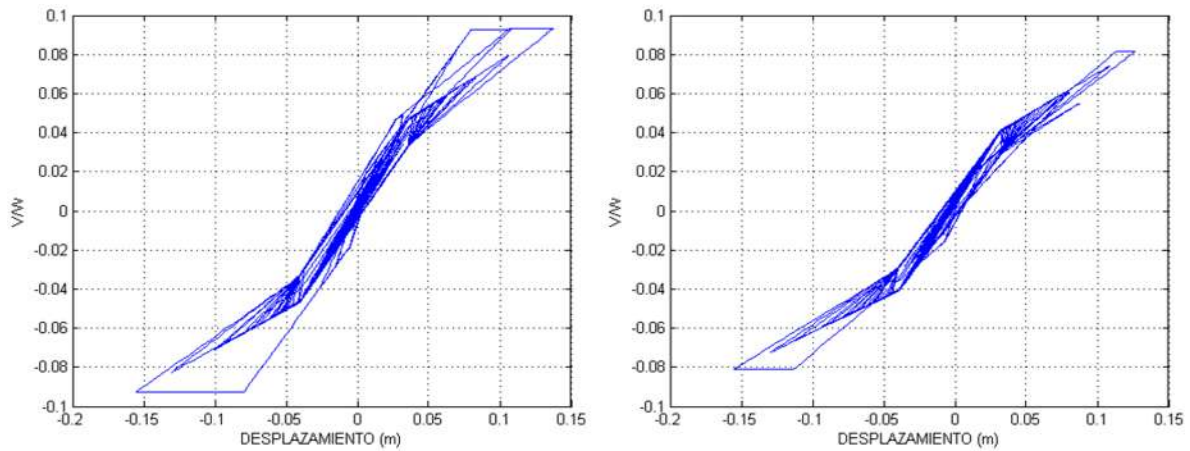


Figura 3.37 Diagramas V-X. BI (MZ039510.092),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=1.1s, T=1.4s.

### **Comentarios – Estado de Michoacán, registros originales**

En las tablas 3.9 y 3.10 se puede observar que la fluencia se desarrolla sólo en las zonas B y C, y que para los periodos más altos casi no se presenta. Esto se debe a que para esas zonas los requerimientos de resistencia son menores que para la zona D, y a que para periodos mayores el desplazamiento de fluencia se incrementa y por lo tanto se requiere una mayor demanda para alcanzarlo. En las figuras 3.12 y 3.13 se observa que la respuesta se incrementa para las frecuencias altas, lo que se refleja en la respuesta obtenida para los sistemas. En los espectros de respuesta se observa que la mayor pseudoaceleración para el periodo de 0.5 s es la que corresponde al registro de Caleta de Campos, sin embargo para ese registro hay menos casos de fluencia en ese periodo que para los registros de Manzanillo, esto se debe a la interacción dinámica de la estructura y la señal sísmica. Lo que es evidente, es que para estos eventos sísmicos no se presenta un comportamiento inelástico en la mayoría de los sistemas.

En general en todos los análisis se obtuvo un comportamiento consistente para los primeros periodos  $T = 0.5$  s y  $T = 0.8$  s; en el que la respuesta máxima del desplazamiento tiende a ir disminuyendo conforme se aumenta la fuerza lateral de diseño  $V_u$ . De tal manera que en general el orden de los desplazamientos máximos, de mayor a menor, corresponde al orden de las fuerzas de diseño de menor a mayor, esto se puede ver con claridad en la figura 3.25b. Este comportamiento es de esperarse, ya que entre menor sea la fuerza lateral de diseño  $V_u$ , mayor es la posibilidad de que se alcance la fluencia debido a las solicitudes inerciales durante un sismo de magnitud significativa y como consecuencia que se ingrese en la etapa crítica de degradación de la rigidez, propiciando que los desplazamientos sean mayores y que ocurran deformaciones permanentes. De manera análoga, para una misma resistencia  $V_y$ , y para diferentes periodos, se espera obtener desplazamientos mayores conforme se incrementa el periodo. El incremento en la respuesta máxima de los desplazamientos en función de  $V_y$ , depende de las veces que se incurra en el intervalo inelástico, y de la duración dentro del mismo, esto está a su vez estrechamente relacionado con las características del sismo. Es importante señalar que el parámetro  $\gamma_{LY}$  influye de manera importante en los desplazamientos en algunos casos. Por ejemplo, para los registros de Manzanillo se tiene la respuesta máxima para diferentes periodos y resistencias, dependiendo de la relación  $\gamma_{LY}$ .

Para los registros de Manzanillo, con  $\gamma_{LY} = 5$  se obtuvo la respuesta pico en BII y CI para el periodo  $T=1.1$  s, mientras con  $\gamma_{LY} = 3$  se obtuvo la respuesta pico en DII y DIII y para el periodo  $T=1.4$  s. También para el registro de Caleta de Campos se obtuvo la respuesta pico para estos periodos y valores de  $\gamma_{LY}$ .

Como se puede observar en las tablas 3.9 y 3.10 y en los desplazamientos máximos, respecto al incremento de los desplazamientos para una misma resistencia  $V_y$  según aumenta el periodo, los desplazamientos más grandes no necesariamente corresponden a la etapa de pos-fluencia, esto se debe a que el periodo es una medida directa de la flexibilidad de la estructura y aunque haya mayores desplazamientos no significa que la demanda de resistencia aumente.

El parámetro  $\gamma_{LY}$  repercute en qué tan pronto se presentarán desplazamientos inelásticos, o dicho de otra forma, para qué nivel de sollicitud inercial se incurrirá en los mismos. Basados en lo anterior, resulta más deseable que se tengan relaciones  $\gamma_{LF}$  bajas en la medida de lo posible en zonas sísmicas. La relación determina el grado de deformaciones elásticas que se pueden sostener antes de alcanzar la resistencia  $V_y$ . Por lo que para un análisis que resulte sólo con desplazamientos elásticos, se tendrán desplazamientos inelásticos si se incrementa la relación, dado el caso de que los desplazamientos máximos estén muy cerca del límite elástico. Entre mayor sea la relación  $\gamma_{LY}$  menor es el intervalo elástico, y más pronto se ve modificado (alargado) el periodo de vibrar, alejándose o acercándose a la zona coincidencia, por lo que los desplazamientos pueden resultar mayores o menores según sea el caso, aunque en la mayoría de los casos estudiados no afectó de manera significativa la respuesta. Si la relación es grande, puede que resulte conveniente para otros fines de cálculo diferentes al análisis dinámico, considerar la rigidez del elemento agrietado como la rigidez inicial del sistema.

Las demandas de ductilidad se presentan sólo para las zonas de menor requerimiento de resistencia, mientras que para el resto de las zonas el comportamiento es elástico.

La degradación estructural parece estar en función del periodo para la mayoría de los casos, siendo los periodos menores los más afectados. Por supuesto que lo anterior está relacionado con el comportamiento en los espectros de respuesta obtenidos a partir de un sismo específico.

En las figuras 3.39 a 3.41 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con los registros del Distrito Federal (fig. 3.38). En las figuras 3.39 a 3.41 el eje de las abscisas representa el periodo de vibrar del sistema.

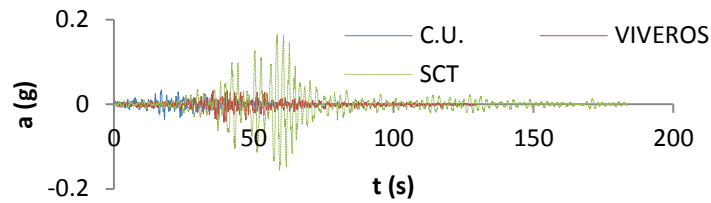


Figura 3.38 Registros sísmicos, D.F. (CUMV8509.191, SXVI8509.191, SCT18509.191).

**Nomenclatura:**

- ◆ ZI
- ZII
- ▲ ZIIla
- × ZIIlb
- ✱ ZIIlc
- ZIIld

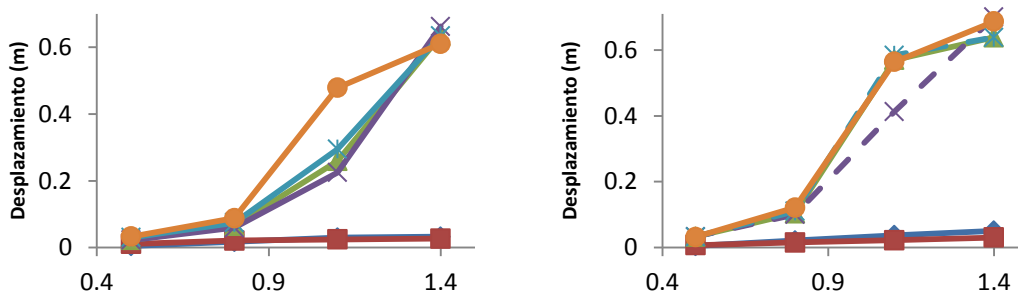


Figura 3.39 Desplazamientos máximos (DF).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

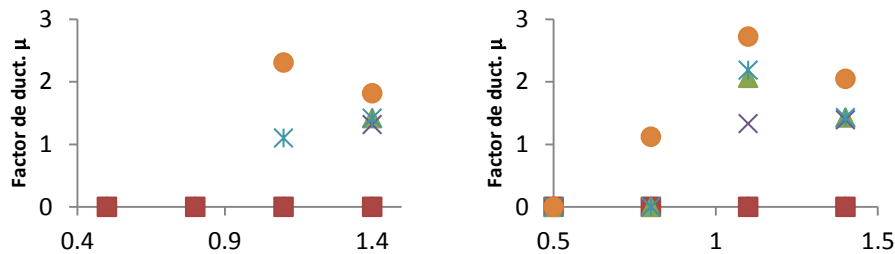


Figura 3.40 Factores de ductilidad (DF).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

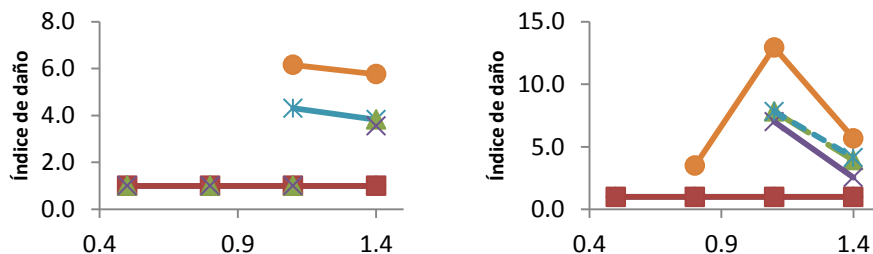


Figura 3.41 Índices de daño (DF).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .



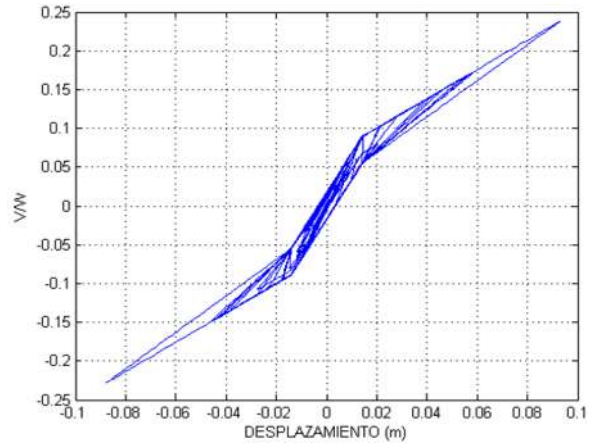
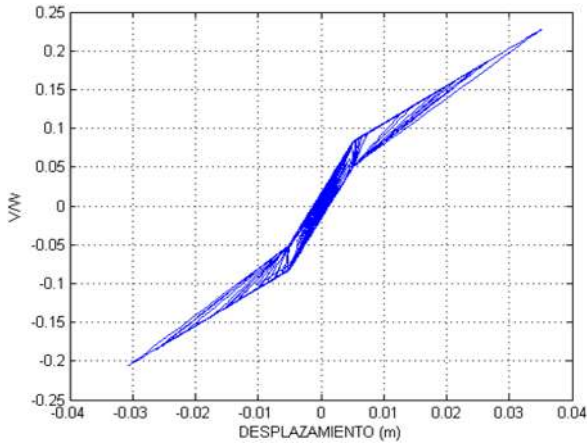


Figura 3.42 Diagramas V-X. ZIIIc (SCT18509.191),  $\gamma_{LY} = 3$ . T=0.5s, T=0.8s.

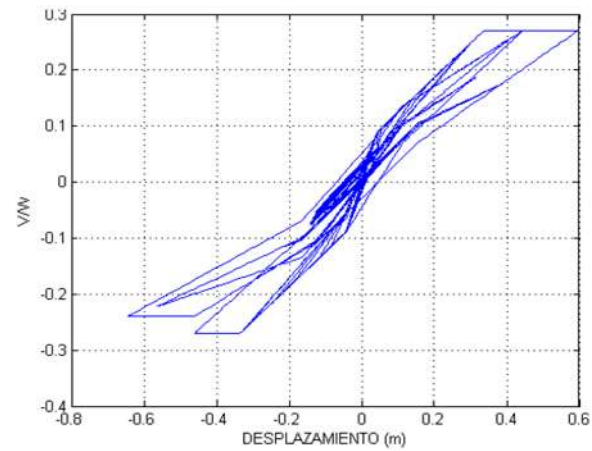
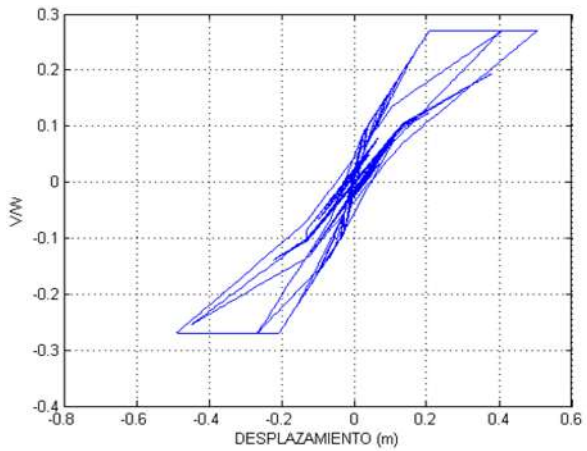


Figura 3.43 Diagramas V-X. ZIIIc (SCT18509.191),  $\gamma_{LY} = 3$ . T=1.1s, T=1.4s.

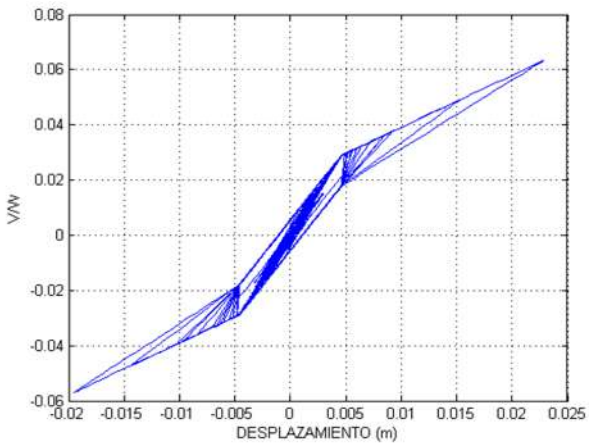
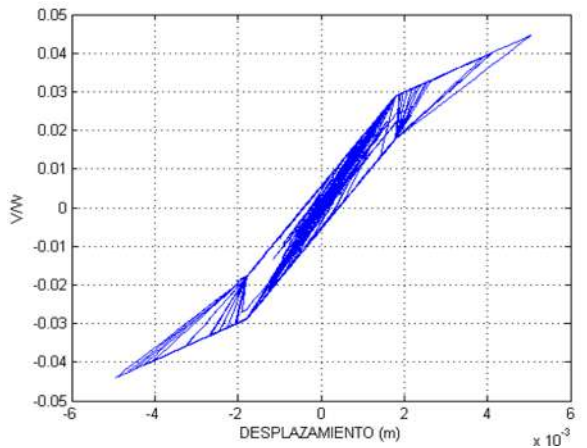


Figura 3.44 Diagramas V-X. ZIIIc (SCT18509.191),  $\gamma_{LY} = 3$ . T=0.5s, T=0.8s.

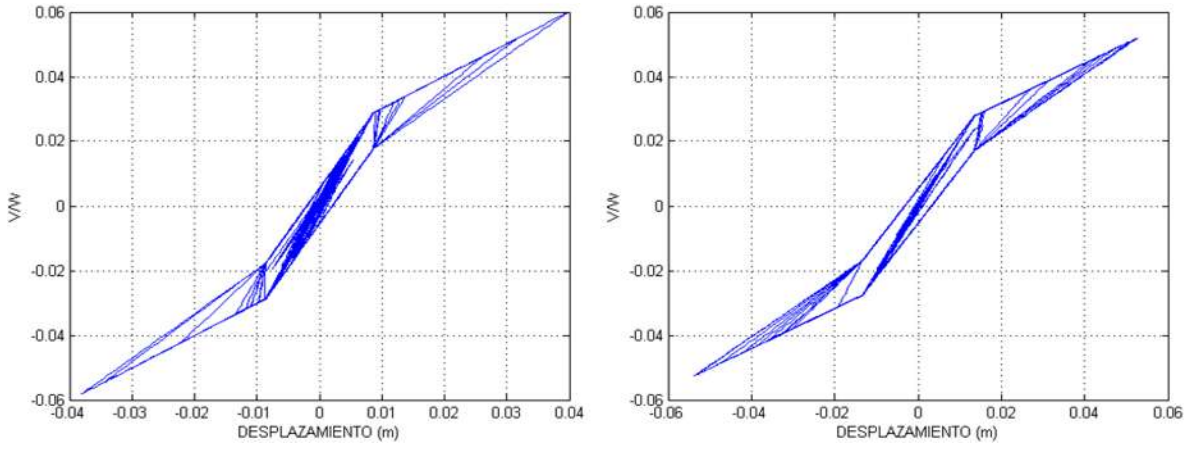


Figura 3.45 Diagramas V-X. ZIIIc (SCT18509.191),  $\gamma_{LY} = 3$ . T=1.1s, T=1.4s.

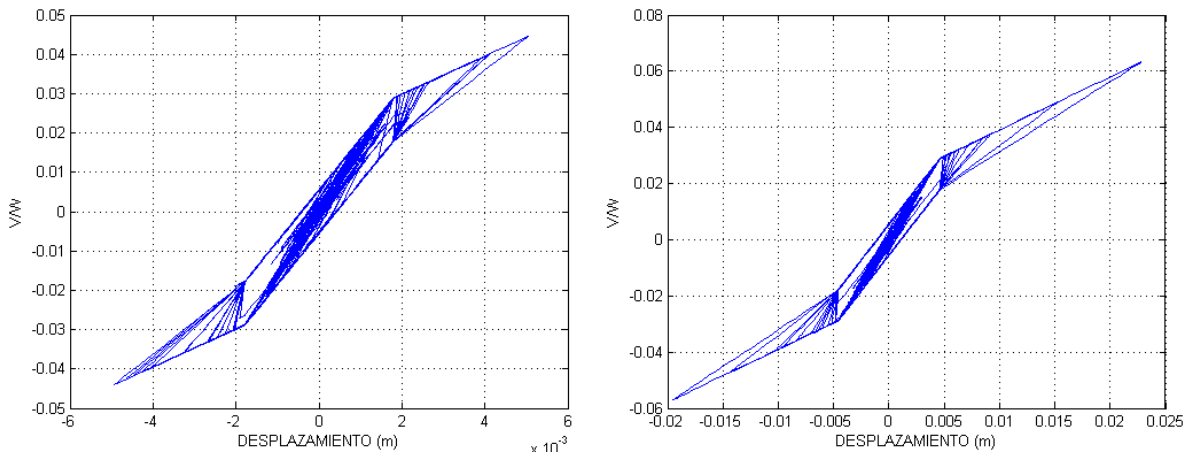


Figura 3.46 Diagramas V-X. ZI (CUMV8509.191),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=0.5s, T=0.8s.

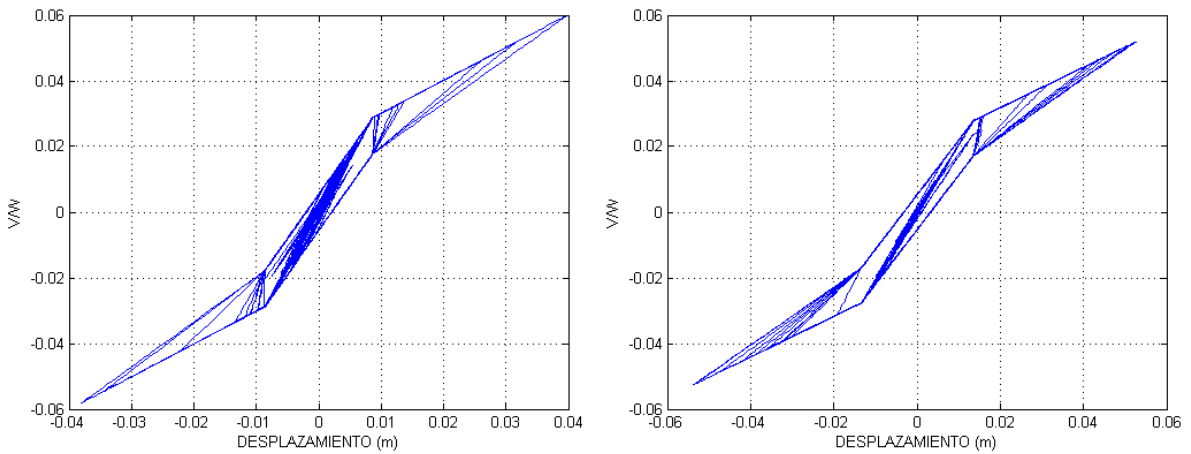


Figura 3.47 Diagramas V-X. ZI (CUMV8509.191),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=1.1s, T=1.4s.

### **Comentarios – Distrito Federal, registros originales**

Como se muestra en las tablas 3.11 y 3.12, para el área del Distrito Federal se hizo el análisis para un solo evento sísmico pero con un registro diferente de acuerdo a cada tipo de suelo; TF, TT y TB corresponden a terreno firme, terreno de transición y terreno blando (zona del Lago) respectivamente. En este caso de análisis, sólo se alcanzó la fluencia en los sistemas con periodos altos y para la zona del Lago. Como ya se comentó y como se puede observar en los registros sísmicos, la respuesta del suelo en las zonas II y III se vio afectada por los efectos de sitio (amplificación de las aceleraciones), además la respuesta de los sistemas se ve influenciada por el fenómeno de resonancia.

En este caso de estudio, hay un aspecto importante que resaltar y es que al usar diferentes registros así como las fuerzas laterales de diseño para el mismo evento sísmico de acuerdo a las zonas sísmicas, se está tomando en cuenta el comportamiento del suelo y el efecto de dicha consideración es evidente en las respuestas obtenidas. Como ya se sabe, los efectos de sitio en la Zona del Lago son altamente nocivos para estructuras con periodos vulnerables. El periodo característico del sitio en la Zona del Lago se ha estimado entre 1.9 y 2.8 s (Stone et al. 1987). Las estructuras periodo de vibración es cercano a estos valores corren el riesgo de verse afectados por el efecto de resonancia y como consecuencia, de estar sujetas a mayores demandas de desplazamiento. El periodo analizado más cercano a los característicos del sitio es 1.4, los desplazamientos asociados a este periodo se incrementan significativamente para la zona blanda en todos los análisis. Sin embargo, el incremento en la demanda de los desplazamientos también afecta de manera importante al periodo  $T=1.1$ . Esto se debe a que la rigidez inicial asociada al periodo  $T = 1.1$  s se ve modificada cuando el elemento se agrieta, de modo que el periodo asociado a la rigidez agrietada es mayor al periodo supuesto de la estructura. Este comportamiento sugiere que para suelos blandos en donde se deban considerar los efectos de sitio, es recomendable realizar análisis dinámicos para asegurar el buen comportamiento de la estructura. En este caso, el pronto ingreso de la estructura en el intervalo inelástico de desplazamientos lleva a que la rigidez se vea afectada de manera tal que el intervalo de desplazamientos asociados a la rigidez elástica que sostiene es reducido. Si la relación  $\gamma_{LY}$  es muy grande, la rigidez inicial tenderá a durar muy poco, de manera que la estructura puede comportarse como si el periodo real fuese superior al calculado, acercando así en este caso el periodo de la estructura a la zona de periodos característicos del sitio, en este caso el periodo  $T=1.1$  s una vez que se alcanza el estado de agrietamiento, adopta un valor asociado al 30% de la rigidez elástica, que corresponde a un periodo de 2 s. El comportamiento de la respuesta en función del periodo, en general es el mismo; conforme se incrementa el periodo aumenta la demanda de desplazamiento. En general y en comparación con el concreto reforzado, la demanda en la respuesta de un



elemento de concreto presforzado tiende a ser mayor debido al poco amortiguamiento viscoso que este tiene en comparación con el concreto reforzado, y si se presenta el efecto de resonancia, dicha demanda puede llegar a ser crítica. En cuanto a los registros de terreno firme, estos no generan mayor demanda de desplazamiento y como se puede ver en las tablas 3.11 y 3.12, todos los sistemas sometidos a registros de terreno firme tuvieron su respuesta máxima en el estado de agrietamiento.

En cuanto a las demandas de ductilidad, estas solo se desarrollan para los registros de suelo blando y son muy similares para ambos valores de  $\gamma_{LY}$ . Los índices de daño, al igual que para los registros de Michoacán, son mayores para los sistemas con  $\gamma_{LY} = 5$ .

### 3.7.2 Resultados obtenidos con registros escalados

#### Estado de Michoacán

**Tabla 3.13** Estados alcanzados en los sistemas,  $\gamma_{LY} = 3$

Registro →		CALE9701.111*				MZ019510.092*				MZ039510.092*			
Periodo →		0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4
ZB	Suelo I	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F
	Suelo II,III	F	A	A	A	F	F	F	A	F	F	F	F
ZC	Suelo I	F	A	A	A	F	F	F	A	F	F	F	A
	Suelo II,III	A	A	A	A	F	A	A	A	F	F	F	A
ZD	Suelo I	A	A	A	A	F	A	A	A	F	F	F	A
	Suelo II,III	A	A	A	A	A	A	A	A	F	F	A	A

*F = fluencia, A = Agrietamiento, E = Elástico.*

**Tabla 3.14** Estados alcanzados en los sistemas,  $\gamma_{LY} = 5$

Registro →		CALE9701.111*				MZ019510.092*				MZ039510.092*			
Periodo →		0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4
ZB	Suelo I	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F
	Suelo II,III	F	A	A	A	F	F	F	A	F	F	F	F
ZC	Suelo I	F	A	A	A	F	F	F	A	F	F	A	A
	Suelo II,III	A	A	A	A	F	A	A	A	F	F	F	A
ZD	Suelo I	A	A	A	A	F	F	A	A	F	F	F	A
	Suelo II,III	A	A	A	A	A	A	A	A	F	A	A	A

*F = fluencia, A = Agrietamiento, E = Elástico.*

#### Distrito Federal

**Tabla 3.15** Estados alcanzados en los sistemas,  $\gamma_{LY} = 3$

Registro →		CUMV8509.191*				SXVI8509.191*				SCT18509.191*			
Periodo →		0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4
TF	Zona I	A	F	A	A	-	-	-	-	-	-	-	-
TT	Zona II	-	-	-	-	A	A	A	A	-	-	-	-
TB	Zona IIIa	-	-	-	-	-	-	-	-	F	F	F	F
	Zona IIIb	-	-	-	-	-	-	-	-	F	F	F	F
	Zona IIIc	-	-	-	-	-	-	-	-	F	F	F	F
	Zona IIId	-	-	-	-	-	-	-	-	F	F	F	F

*F = fluencia, A = Agrietamiento, E = Elástico.*

**Tabla 3.16** Estados alcanzados en los sistemas,  $\gamma_{LY} = 5$

Registro →		CUMV8509.191*				SXVI8509.191*				SCT18509.191*			
Periodo →		0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4
SD	Zona I	F	F	F	F	-	-	-	-	-	-	-	-
ST	Zona II	-	-	-	-	A	A	A	A	-	-	-	-
SB	Zona IIIa	-	-	-	-	-	-	-	-	F	F	F	F
	Zona IIIb	-	-	-	-	-	-	-	-	F	F	F	F
	Zona IIIc	-	-	-	-	-	-	-	-	F	F	F	F
	Zona IIId	-	-	-	-	-	-	-	-	F	F	F	F

*F = fluencia, A = Agrietamiento, E = Elástico.*

En las figuras 3.49 a 3.51 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con el registro de Caleta de Campos\* (fig. 3.48). En las figuras 3.49 a 3.51 el eje de las abcisas representa el periodo de vibrar del sistema.

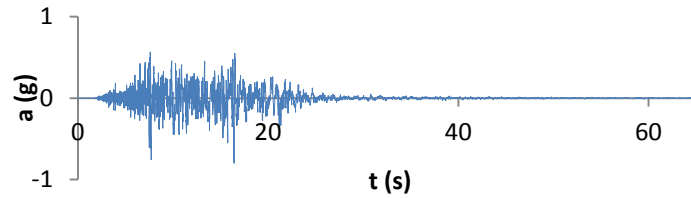


Figura 3.48 Registro sísmico escalado de Caleta de campos (CALE9701.111\*).

**Nomenclatura:**

◆ BI    ■ BII,CI    ▲ BIII    × CII,CIII    \* DI    ● DII,DIII

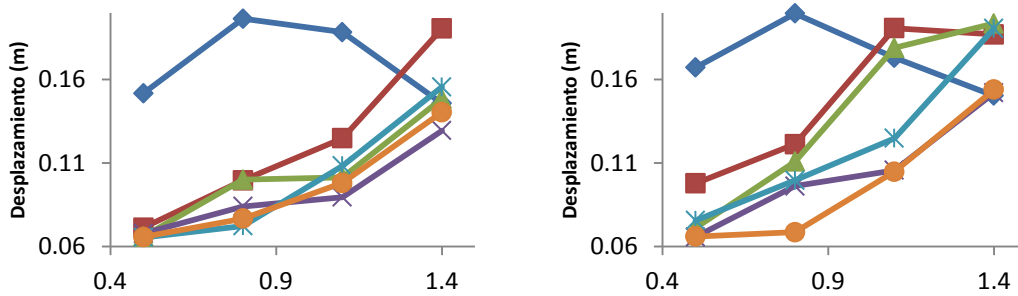


Figura 3.49 Desplazamientos máximos (Caleta de Campos\*).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

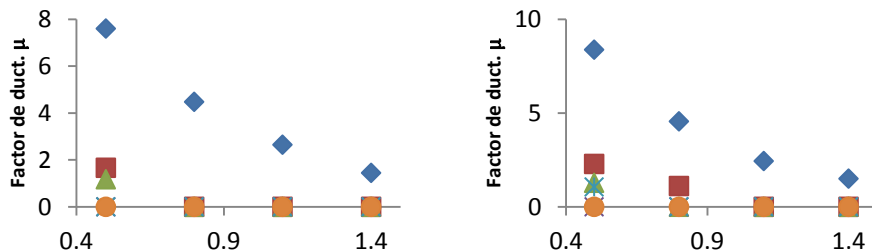


Figura 3.50 Factores de ductilidad (Caleta de Campos\*).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

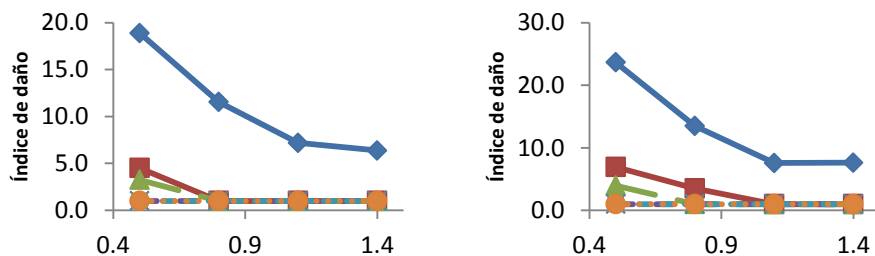


Figura 3.51 Índices de daño (Caleta de Campos\*).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

En las figuras 3.53 a 3.55 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con el registro de Manzanillo\* (fig. 3.52). En las figuras 3.53 a 3.55 el eje de las abcisas representa el periodo de vibrar del sistema.

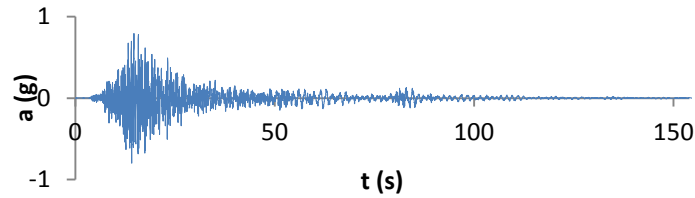


Figura 3.52 Registro sísmico escalado de Manzanillo (MZ019510.092\*).

**Nomenclatura:**

- ◆ BI
- BII,CI
- ▲ BIII
- × CII,CIII
- ✱ DI
- DII,DIII

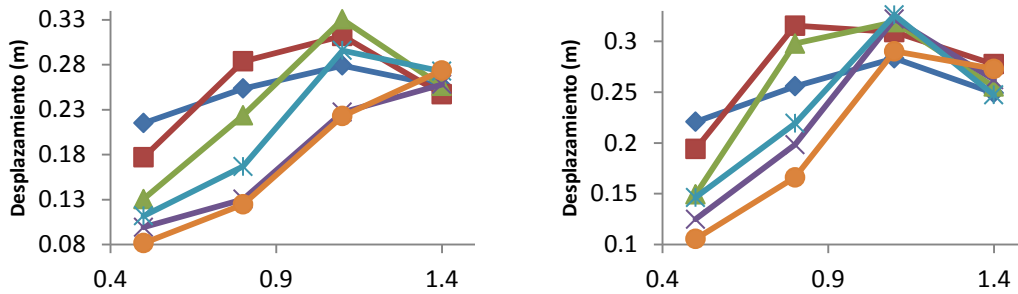


Figura 3.53 Desplazamientos máximos (Manzanillo\*).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

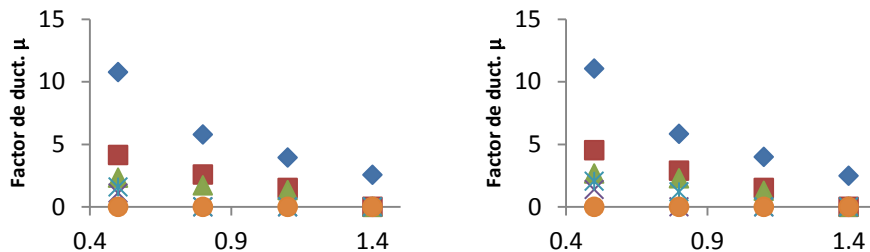


Figura 3.54 Factores de ductilidad (Manzanillo\*).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

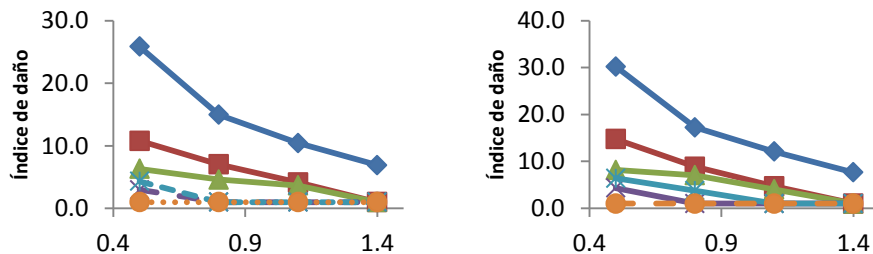


Figura 3.55 Índices de daño (Manzanillo\*).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

En las figuras 3.57 a 3.59 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con el registro de Manzanillo\* (fig. 3.56). En las figuras 3.57 a 3.59 el eje de las abcisas representa el periodo de vibrar del sistema.

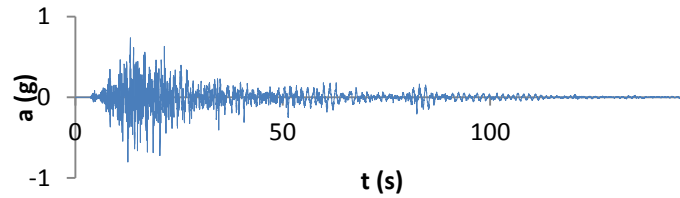


Figura 3.56 Registro sísmico escalado de Manzanillo (MZ039510.092\*).

**Nomenclatura:**

◆ BI    ■ BII,CI    ▲ BIII    × CII,CIII    ✱ DI    ● DII,DIII

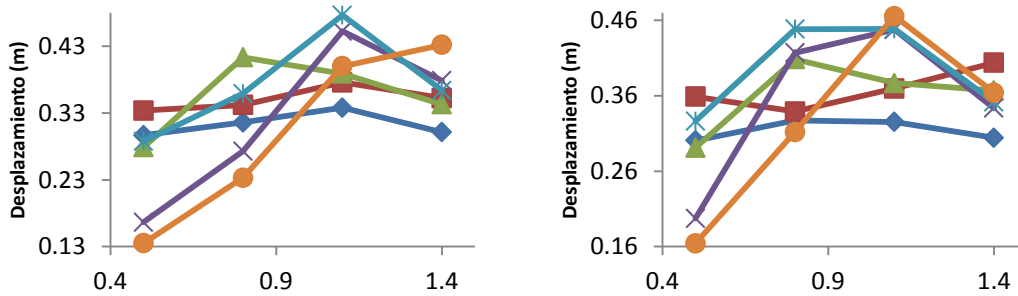


Figura 3.57 Desplazamientos máximos (Manzanillo\*).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

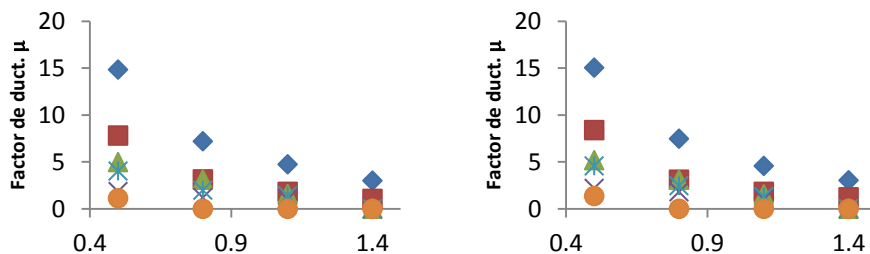


Figura 3.58 Factores de ductilidad (Manzanillo\*).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

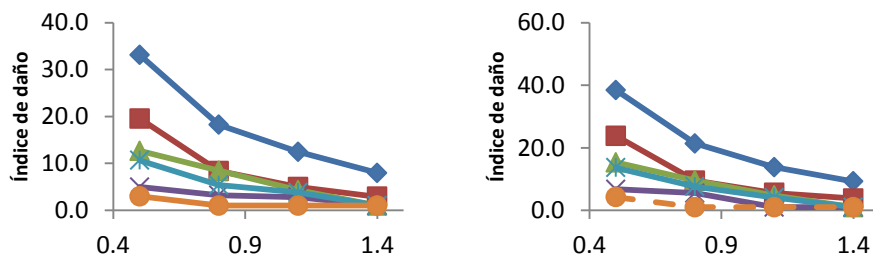


Figura 3.59 Índices de daño (Manzanillo\*).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

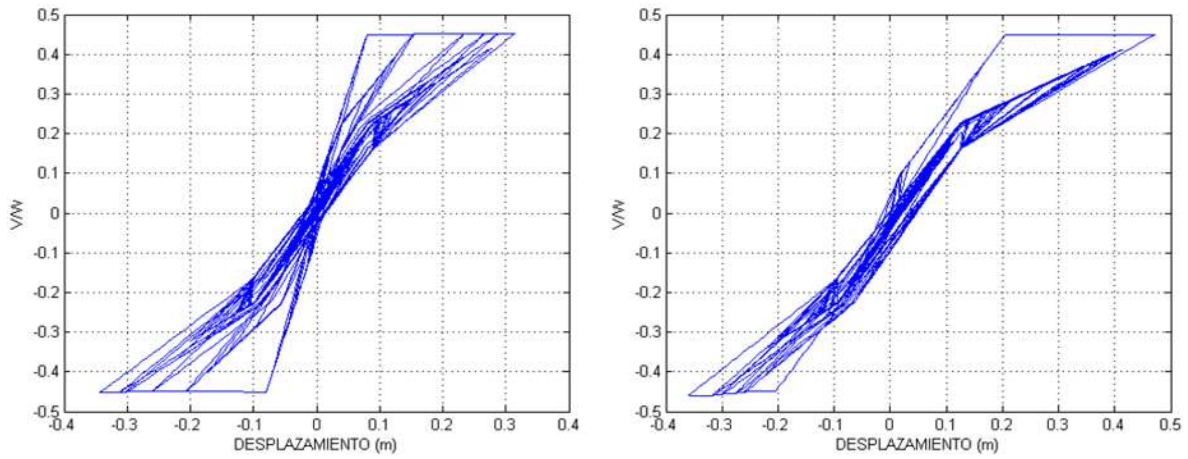


Figura 3.60 Diagramas V-X. DI (MZ039510.092\*),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=0.5s, T=0.8s.

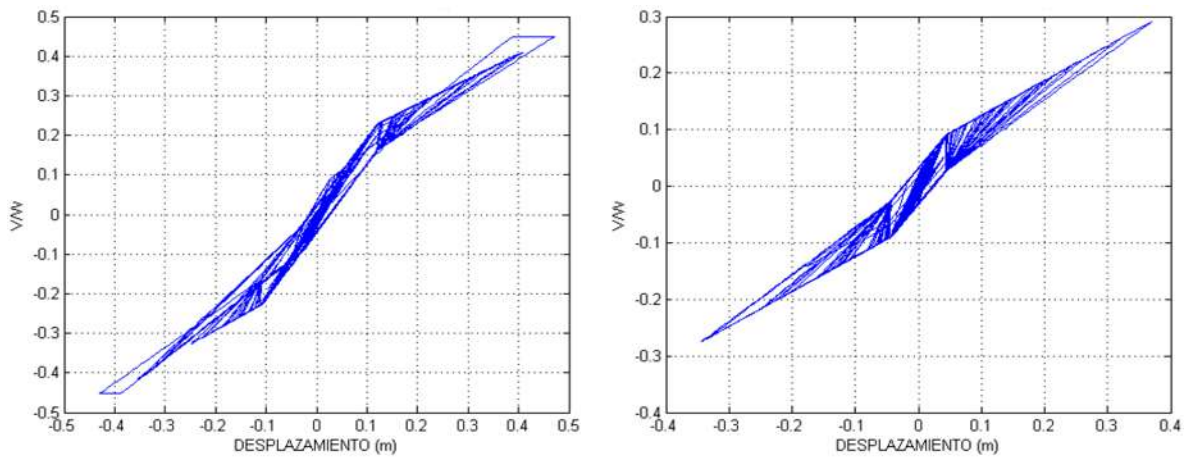


Figura 3.61 Diagramas V-X. DI (MZ039510.092\*),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=1.1s, T=1.4s.

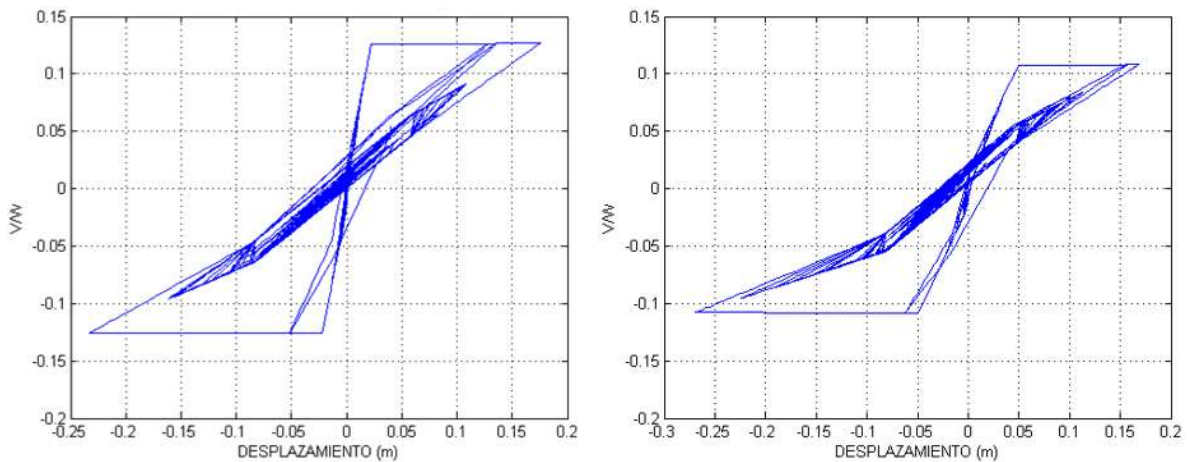


Figura 3.62 Diagramas V-X. BI (MZ019510.092\*),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=0.5s, T=0.8s.

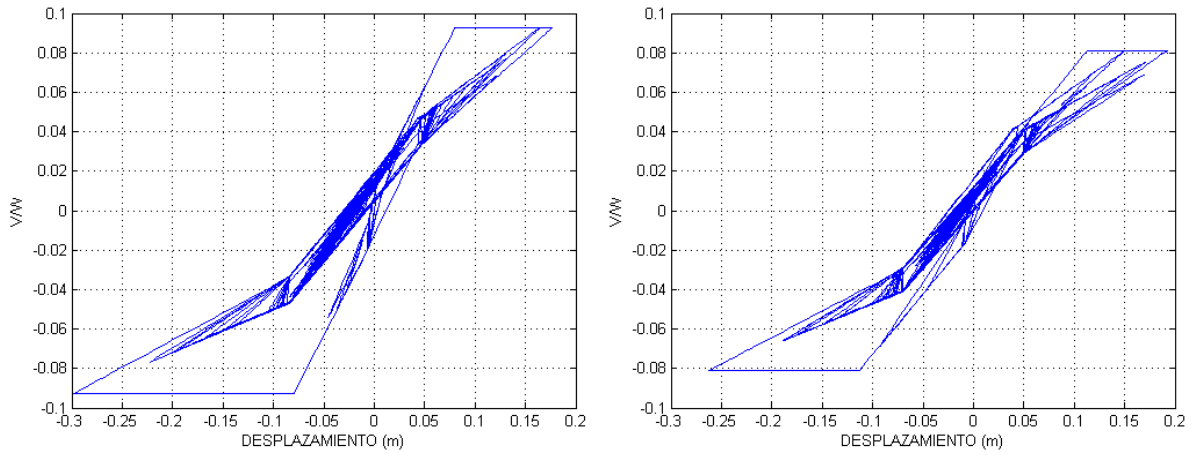


Figura 3.63 Diagramas V-X. BI (MZ019510.092\*),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=1.1s, T=1.4s.

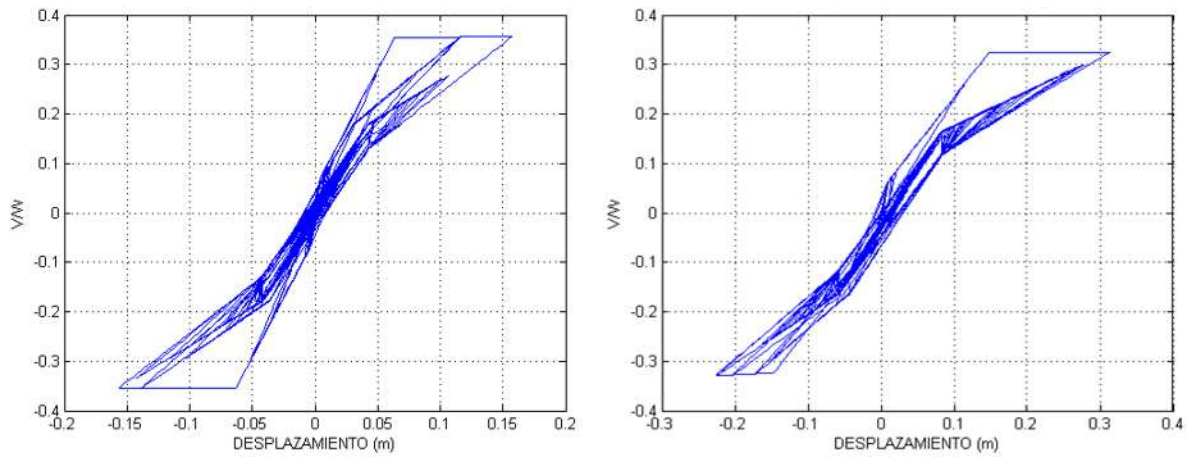


Figura 3.64 Diagramas V-X. BIII (MZ019510.092\*),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=0.5s, T=0.8s.

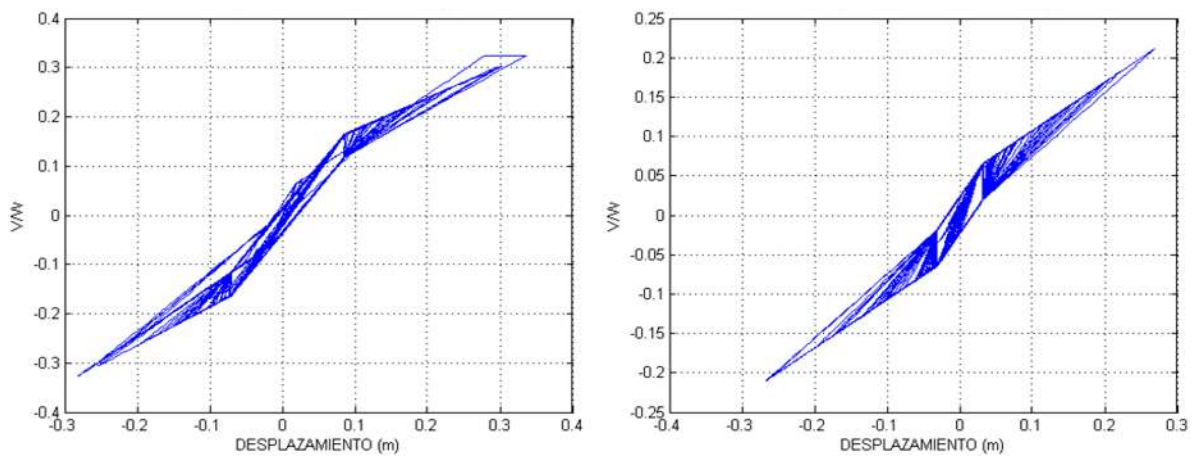


Figura 3.65 Diagramas V-X. BIII (MZ019510.092\*),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=1.1s, T=1.4s.



### **Comentarios – Estado de Michoacán, registros escalados**

En las tablas 3.13 y 3.14, se puede ver el efecto del escalamiento de los registros. La mayoría de los sistemas fluyen para los registros de Manzanillo. En general los sistemas que no alcanzan la fluencia corresponden a las zonas de mayor requerimiento de resistencia, así como al periodo  $T = 1.4$  s. Los resultados obtenidos muestran que los valores de aceleraciones esperadas para el diseño por sismo, recomendadas en el Manual de Obras Civiles de la CFE son congruentes con los eventos sísmicos esperados en la región y al seguir dichas recomendaciones se está del lado de la seguridad.

En los registros de Manzanillo se obtuvo la respuesta máxima para el periodo  $T=1.1$ s, mientras que para el registro de Caleta de Campos se obtuvo para el periodo  $T=0.8$ , para ambos valores de  $\gamma_{LY}$ . En el caso de Caleta también hay respuestas máximas de cada resistencia para el periodo  $T=1.4$  s, pero la mayoría de ellas son elásticas. Para los registros de Manzanillo, la mayoría de las respuestas máximas de cada resistencia se concentran en  $T=1.1$  s.

En cuanto a las dos relaciones  $\gamma_{LY}$  el comportamiento inelástico del conjunto de sistemas es parecido, aunque la magnitud de los desplazamientos difiere, en general se tienen mayores desplazamientos para  $\gamma_{LY} = 5$ . Sin embargo para valores de este parámetro muy diferentes entre sí, sí puede variar la respuesta de forma significativa para un periodo específico.

Para los registros de Manzanillo se observa una tendencia de disminución en la respuesta a partir del periodo  $T=1.4$  s para la mayor zonoría de las zonas, a diferencia de lo que se puede observar para el registro de Caleta de Campos (con excepción de la resistencia BI).

Para los registros de Manzanillo y para el de Caleta de Campos las demandas de ductilidad son similares para ambos valores de  $\gamma_{LY}$ , sin embargo los índices de daño obtenidos son notablemente ligeramente para  $\gamma_{LY} = 5$ .

En las figuras 3.67 a 3.69 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con los registros del Distrito Federal\* (fig. 3.66). En las figuras 3.67 a 3.69 el eje de las abscisas representa el periodo de vibrar del sistema.

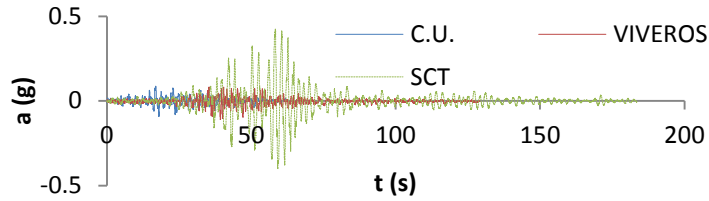


Figura 3.66 Registros sísmicos, D.F. (CUMV8509.191\*, SXVI8509.191\*, SCT18509.191\*).

**Nomenclatura:**

- ◆ BI
- BI,CI
- ▲ BIII
- × CII,CIII
- ✱ DI
- DII,DIII

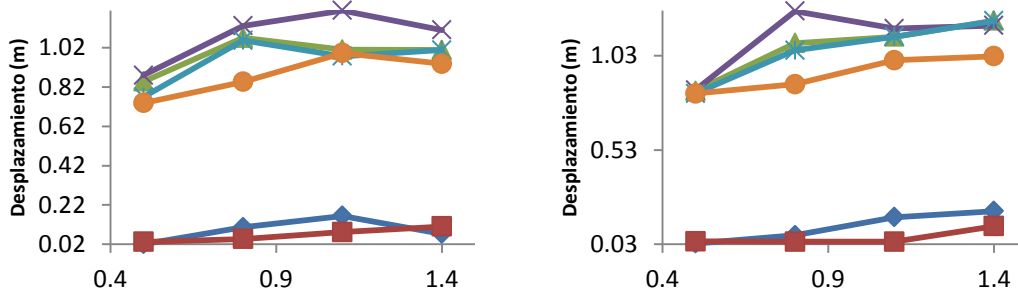


Figura 3.67 Desplazamientos máximos (DF\*).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

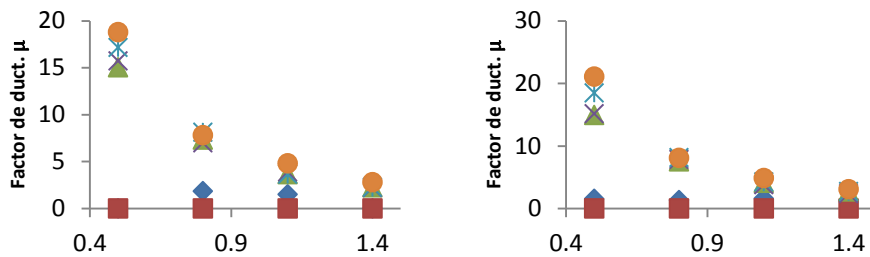


Figura 3.68 Factores de ductilidad (DF\*).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

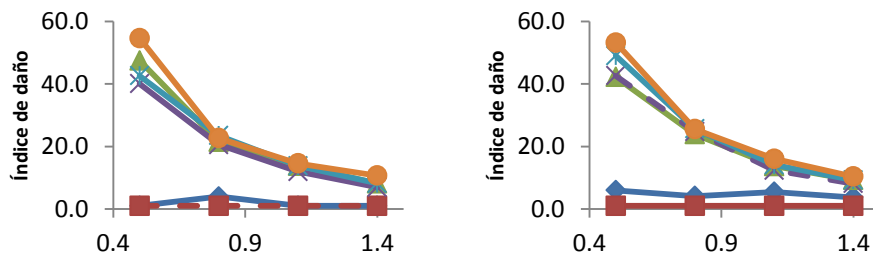


Figura 3.69 Índices de daño (DF\*).  $\gamma_{LY} = 3, \gamma_{LY} = 5$ .

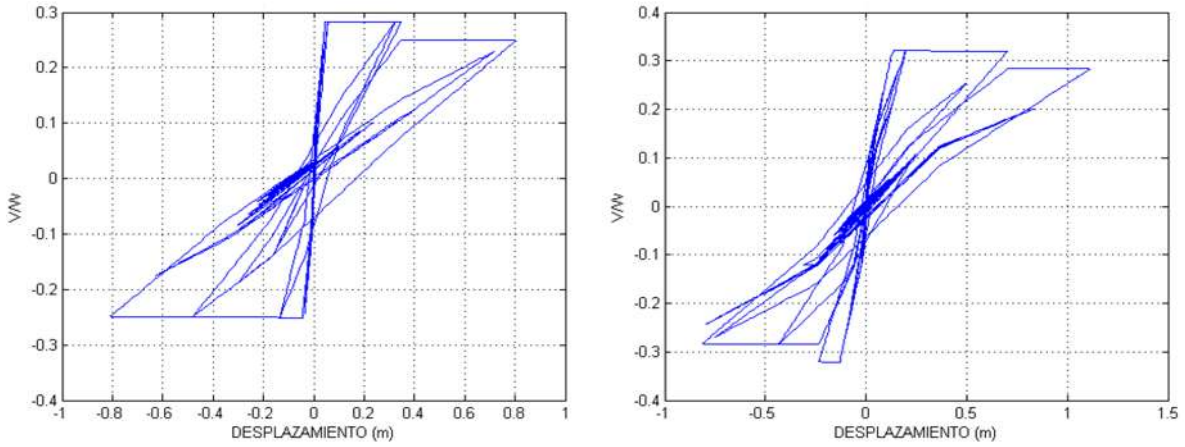


Figura 3.70 Diagramas V-X. ZIIIc (SCT18509.191\*),  $\gamma_{LY} = 3$ . T=0.5s, T=0.8s.

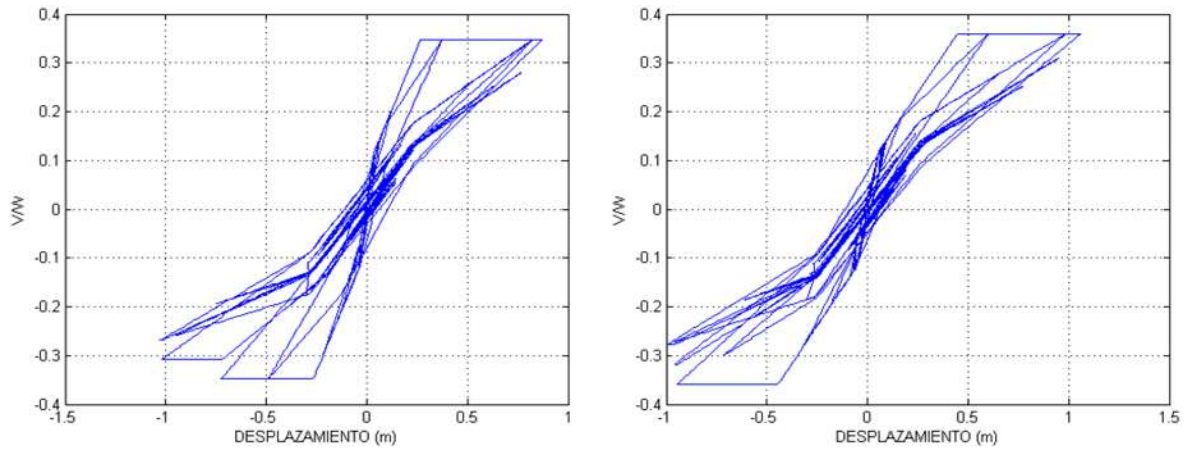


Figura 3.71 Diagramas V-X. ZIIIc (SCT18509.191\*),  $\gamma_{LY} = 3$ . T=1.1s, T=1.4s.

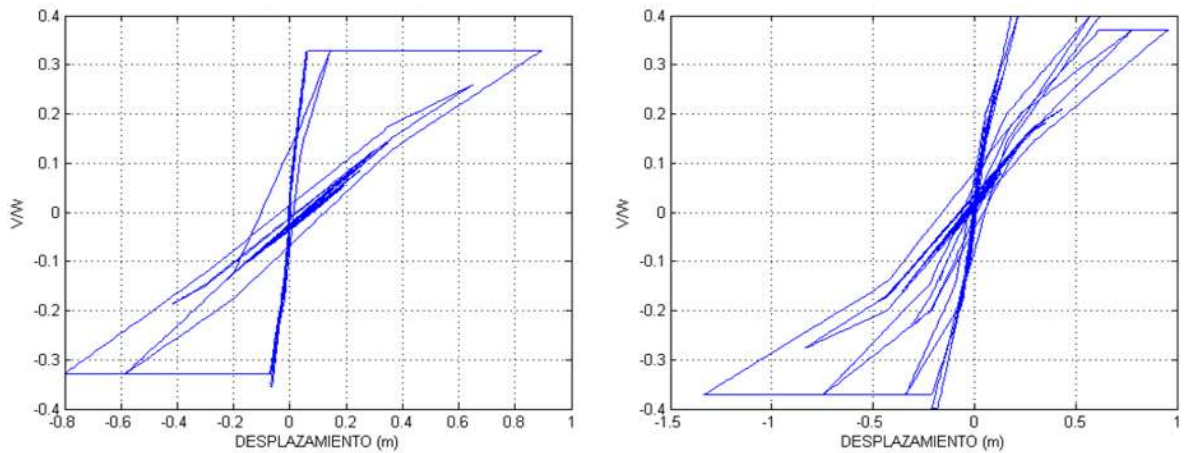


Figura 3.71 Diagramas V-X. ZIIIb (SCT18509.191\*),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=0.5s, T=0.8s.

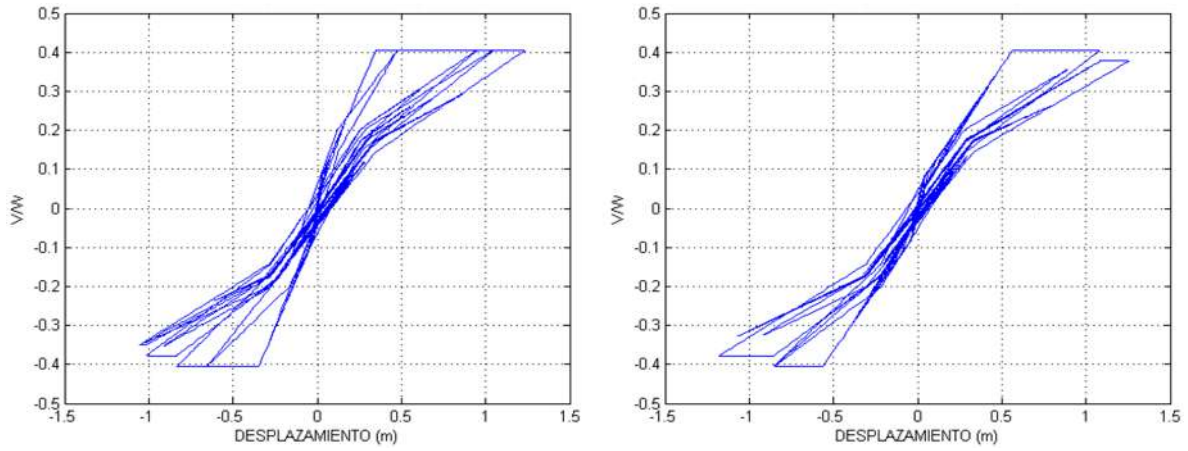


Figura 3.71 Diagramas V-X. ZIIIb (SCT18509.191\*),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=1.1s, T=1.4s.

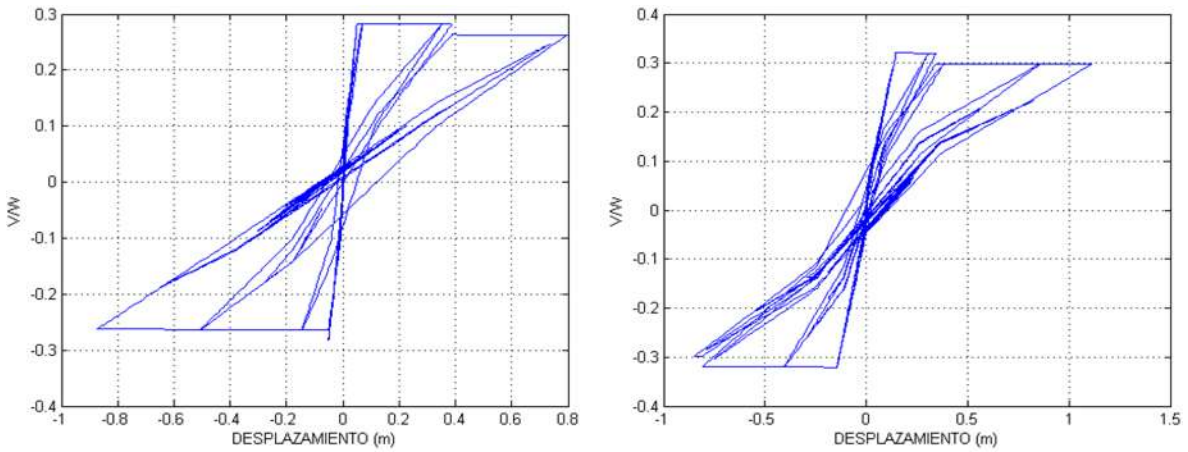


Figura 3.72 Diagramas V-X. ZIIIc (SCT18509.191\*),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=0.5s, T=0.8s.

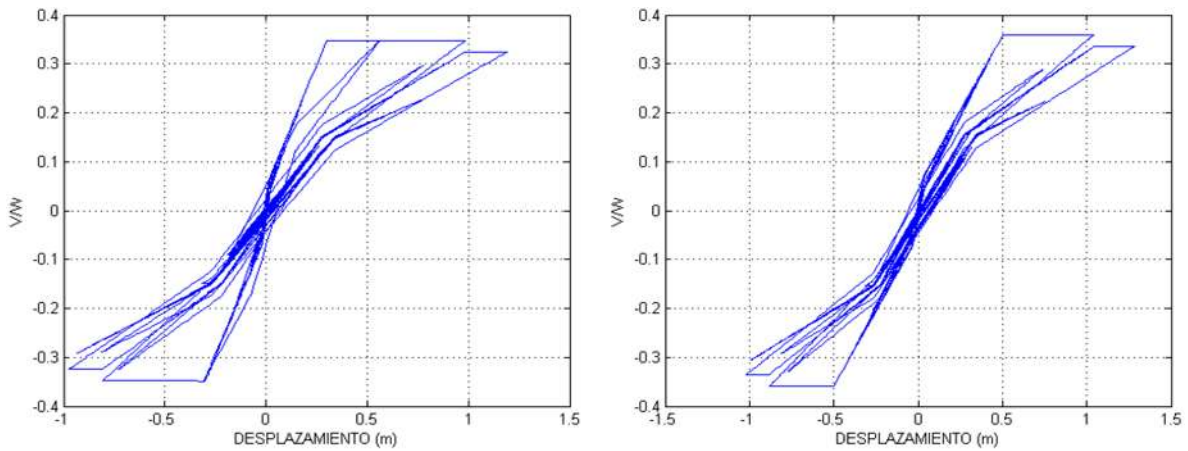


Figura 3.73 Diagramas V-X. ZIIIc (SCT18509.191\*),  $\gamma_{LY} = 5$ . T=1.1s, T=1.4s.

### ***Comentarios – Distrito Federal, registros escalados***

En las tablas 3.15 y 3.16 se observa que por efecto del escalamiento de los registros, todos los sistemas en las zonas de terrenos blando y de transición alcanzaron la fluencia. Algo que llama la atención es que el factor de escala es relativamente pequeño, considerando que la aceleración máxima esperada en terreno rocoso (de acuerdo a PRODISIS) es aún mayor que la supuesta para los análisis, y aun así se alcanzan desplazamientos significativos para el terreno blando en los periodos pequeños. Lo anterior refleja la importancia de considerar los efectos de sitio tales como la amplificación del suelo a la hora de determinar las fuerzas inerciales que actuarán en una estructura. Es importante señalar que aunque se consideró una aceleración máxima menor a la que propuesta por PRODISIS, los resultados siguen siendo conservadores, ya que están asociados a un criterio que proviene de espectros transparentes.

En todos los sistemas dentro de las zonas de terrenos de transición y blando se alcanzó la fluencia. La respuesta máxima en los análisis se sigue viendo afectada por los efectos de resonancia, y al igual que con los registros sin escalar, la respuesta mínima se tiene para los registros de terreno firme y para los periodos menores. Sin embargo para los registros SXVI8509.191\* y SCT18509.191\* todos los periodos alcanzaron desplazamientos significativamente mayores a los que se alcanzaron para esos registros sin escalar, en especial los periodos pequeños  $T=0.5s$  y  $T=0.8s$ . El desplazamiento máximo alcanzado es de 1.26 m, y corresponde a un factor de ductilidad de 2.5. Se puede observar que para todos los periodos las respuestas máximas asociadas a registros de terreno firme corresponden a valores menores o aproximados a 20 cm, mientras que las asociadas a registros de suelo blando corresponden a valores mayores a 60 cm. Es claro que los desplazamientos significativos en sistemas con periodos pequeños, llevan a demandas de ductilidad excesivas, por ello es importante considerar con particular cuidado las posibles solicitudes sísmicas en zonas que sean vulnerables a los efectos de sitio. Al respecto es importante señalar, que para dos sistemas con resistencia similar y mismo periodo, se sometió uno de ellos a un registro sísmico de terreno firme (Registros de Michoacán) con una aceleración máxima de 0.8 g y se obtuvo un desplazamiento máximo de 0.21 cm, y al ser sometido a un registro de suelo blando con una ordenada máxima de 0.4 g se obtuvo un desplazamiento máximo de 1.26 m, destacando el efecto que las propiedades del suelo tienen en la recepción de las ondas sísmicas, y a su vez la interacción dinámica entre la señal sísmica y la estructura.

Las índices de daño obtenidos son altos, y significativamente mayores al resto de los obtenidos con los registros de Michoacán, sin embargo los periodos más afectados son  $T=0.5s$  y  $T=0.8s$ , no los periodos altos.

## Capítulo 4. Modelo histérico elastoplástico, y modelo histérico con degradación de rigidez para el concreto reforzado

---

En este capítulo se describen brevemente los modelos de histéresis usados en este trabajo para representar el comportamiento de las estructuras sin degradación de rigidez y del concreto reforzado: el elastoplástico, y el conocido como modelo de Clough Modificado; cuya base fue propuesta por Clough y Johnston (1966), y más tarde modificada por Mahin y Bertero (1976).

El modelo elastoplástico se incluyó en este trabajo principalmente por razones didácticas, y para representar a las estructuras sin degradación de rigidez durante cargas cíclicas, mientras que el modelo modificado de Clough se usa para representar el comportamiento del concreto reforzado bajo cargas cíclicas y con degradación de rigidez.

### 4.1 Modelo Elastoplástico (EP)

El modelo más simple para describir la histéresis de curvas fuerza-desplazamiento es el modelo elastoplástico, mostrado en la figura 4.1. Este modelo tiene una descripción matemática relativamente simple y su implementación dentro de algunos de los métodos de solución contra el tiempo, como el método de Newmark empleado en este trabajo, es relativamente sencilla. Basta reemplazar el término  $ku$  de la ecuación de equilibrio dinámico (ecuación 4.4) por la fuerza efectiva en el resorte, la cual no depende directamente de la deformación  $u$  del sistema (como sería en el caso de un sistema elástico) dado que se presentan deformaciones inelásticas.

#### 4.1.1 Definición del Modelo

Las dos propiedades básicas que definen la relación entre la carga y el desplazamiento, son la fuerza de fluencia  $V_y$ , y la rigidez inicial  $k_0$ . En este modelo el elemento se comporta como totalmente elástico con la rigidez inicial hasta que llega al nivel de la fuerza de fluencia, y a partir de este punto hay deformación sin que se presente un incremento en la fuerza. Una vez que se excede el límite elástico,

correspondiente al desplazamiento  $X_y$  y a  $V_y$  con carga desde cero, el sistema tiene rigidez nula. Cuando se invierte el movimiento, es decir, que el desplazamiento de la masa del oscilador cambia de sentido, tiene lugar la descarga y el elemento nuevamente reacciona como un material elástico con rigidez  $k_0$  hasta que llega a la fuerza de fluencia del lado opuesto del diagrama carga-desplazamiento. Se considera el mismo comportamiento y límite de fluencia en ambas direcciones de carga.

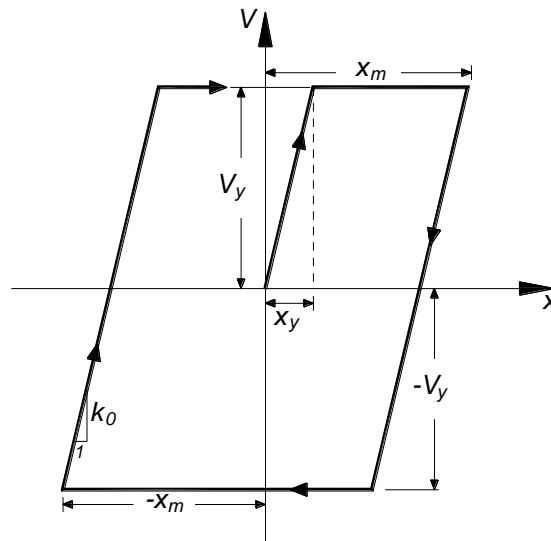


Figura 4.1 Modelo Elasto-plástico.

## 4.2 Modelo de Clough Modificado (CM)

Varios modelos histéricos han sido propuestos para representar las características carga-desplazamiento (V-X) de estructuras de concreto reforzado cuando están sujetas a cargas cíclicas. Uno de los primeros modelos en incluir el efecto de la degradación de la rigidez fue el propuesto por Clough y Johnston (1966), mostrado en la figura 4.2. Este modelo es similar al elasto-plástico, pero difiere en la dirección que toman las ramas de recarga del diagrama V-X. El nivel de degradación depende de los desplazamientos máximos en incursiones previas en el intervalo inelástico. Numerosos estudios han concluido que este modelo representa de manera acertada el comportamiento histérico de estructuras de nudos rígidos de concreto reforzado diseñadas adecuadamente, de manera que en el elemento se evite la falla por cortante y predomine el comportamiento de flexión, ya que el modelo no captura los efectos de adelgazamiento y degradación de resistencia debida a esfuerzos cortantes significativos. En este trabajo, para fines conservadores, se considera que la rigidez es igual a cero una vez que se excede el límite elástico, en la descarga se mantiene la rigidez inicial hasta llegar a un valor nulo de la fuerza, a partir del cual, la rama V-X se orienta hacia el punto

de plastificación inicial, o si la sección ya entró en el intervalo inelástico, se dirige hacia el punto de deformación máxima alcanzada en el ciclo anterior, como se explica más adelante. Esta hipótesis ha servido de base para el desarrollo de nuevos modelos.

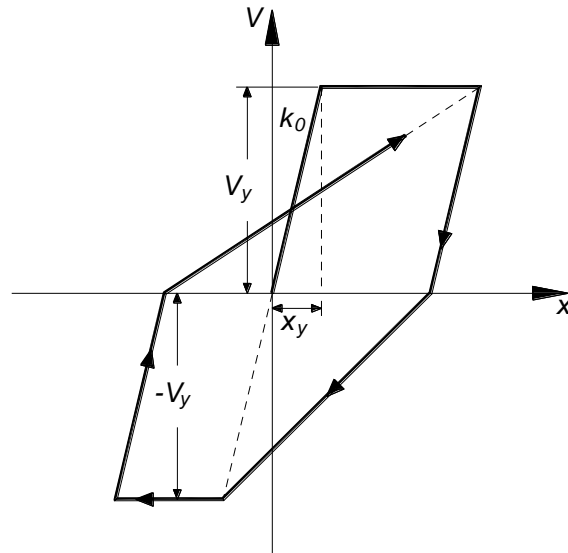


Figura 4.2 Modelo de Clough.

Mahin y Bertero señalaron una deficiencia en el modelo de Clough, y propusieron una corrección al mismo, resultando en el modelo de Clough Modificado. Como se muestra en la figura 4.3, en el modelo original después de la descarga desde el punto A y la recarga desde el punto B, la carga estaría dirigida hacia el punto C, lo cual no es realista. En el modelo modificado de Clough la recarga desde B se dirige al punto A y una vez alcanzado este punto se redirige hacia C.

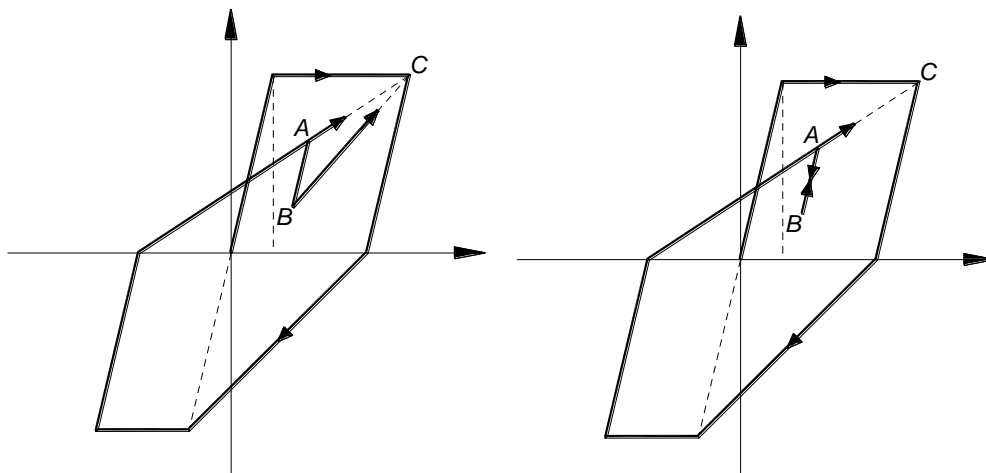


Figura 4.3 Modificación del Modelo de Clough.



### 4.2.1 Degradación de rigidez en la descarga

Más tarde se incorporó al modelo de Clough Modificado la degradación de la rigidez en la descarga a través de una expresión en función de la demanda máxima de desplazamiento en cada sentido de carga. Esta expresión también se encuentra en el modelo de Takeda, y en ella la rigidez de descarga está dada por,

$$k_u = k_0 \left( \frac{d_y}{d_m} \right)^\alpha \quad (4.1)$$

Donde  $k_0$  es la rigidez inicial;  $d_m$  y  $d_y$  son el desplazamiento máximo (donde inicia la descarga y la velocidad es igual a cero) y el desplazamiento de fluencia respectivamente y  $\alpha$  es el parámetro de degradación. En general, se considera que el parámetro de degradación para el concreto reforzado puede tomar valores entre 0 y 0.6. Este parámetro fue estudiado por Novelli (2008) y en su investigación se señala que aunque se puede suponer un comportamiento variable de  $\alpha$  en función de la demanda de cada ciclo, resulta apropiado asignar un valor constante de acuerdo al comportamiento observado analítica y experimentalmente. También señala que para ductilidades mayores a 2.5 el valor de  $\alpha$  se encuentra por debajo de 0.5. De manera conservadora, para representar la respuesta de un sistema de concreto reforzado, en este trabajo se usa un valor promedio de  $\alpha = 0.4$ . Ambas modificaciones (la señalada por Mahin y Bertero y la de la rigidez de descarga de acuerdo a la ecuación 4.1) se incluyeron en el modelo de Clough empleado en este trabajo.

### 4.2.2 Definición del Modelo

El comportamiento inicial es idéntico al del modelo elastoplástico y se caracteriza por los mismos parámetros: fuerza de fluencia  $V_y$ , y la rigidez inicial  $k_0$ . Sin embargo, una vez que han ocurrido la fluencia y la descarga el comportamiento difiere del que se presenta en el modelo elastoplástico. Como se muestra en la figura 4.3, la carga en sentido negativo tiene asociada una rigidez definida por dos puntos de la respuesta carga-desplazamiento: (1) el desplazamiento para el cual la descarga positiva terminó en cero, y (2) el punto de fluencia negativa actual  $PIF_n$ . Para el primer ciclo de carga negativa, el punto de fluencia actual negativa se llama punto inicial de fluencia negativa  $PIF_n$ , y es un punto hipotético si la fluencia inicial ocurriera para una carga en sentido contrario al punto inicial de fluencia real. Una vez que la fluencia negativa ha ocurrido, el punto  $PAF_n$  es definido por el máximo desplazamiento del ciclo anterior en la zona de carga negativa. A la fase de descarga negativa corresponde la rigidez elástica inicial de la misma forma

como ocurre en el modelo elasto-plástico. Cuando inicia la carga positiva luego de la descarga negativa, de nuevo se hace evidente la degradación de la rigidez, y esta se define por dos puntos de la misma manera en la que se define para la zona de carga negativa.

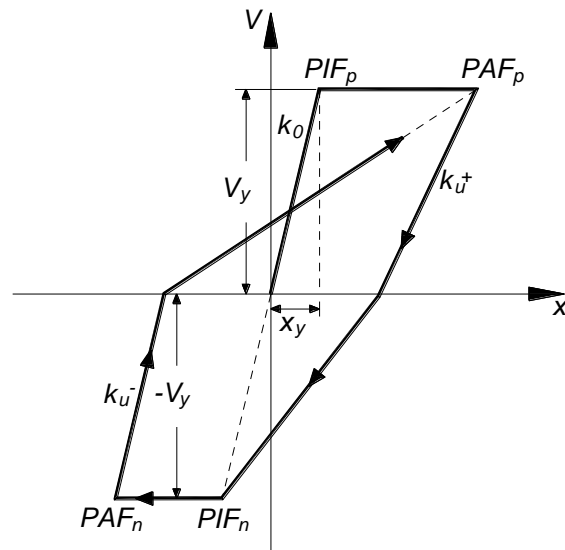


Figura 4.4 Modelo de Clough empleado.

El modelo de Clough es muy similar al de Takeda, la diferencia es que este último tiene más reglas de histéresis para los ciclos internos. Es importante señalar que tanto el modelo elastoplástico como el de Clough pueden incorporar una rigidez posfluencia diferente a cero, sin embargo, en este trabajo, con fines conservadores y para generalizar, esta se considera igual a cero.

### 4.3 Rigidez inicial en los sistemas de concreto reforzado

La rigidez elástica se obtiene a partir de la ecuación 3.3. En los modelos descritos no se considera el punto asociado al agrietamiento de la sección, sin embargo es conocido que una vez agrietado el elemento, la rigidez del elemento cambia y por lo tanto también la respuesta. Utilizar la rigidez elástica como la inicial en un modelo que no considera el punto de agrietamiento, lleva a una estimación de la respuesta poco realista y resulta contrario a un criterio conservador ya que se sobreestima la resistencia a flexión del elemento. Es común que se considere muchas veces la sección no agrietada de los elementos para el cálculo de la rigidez en una estructura; pero esto resulta inapropiado debido a que el agrietamiento puede ocurrir sólo bajo cargas de gravedad en las vigas o en columnas durante eventos sísmicos de menor intensidad al nivel del sismo de diseño. La rigidez no agrietada nunca se recupera totalmente durante, o después de la respuesta

sísmica. Se sabe que el agrietamiento por flexión varía a lo largo de la longitud del elemento; por tanto, el momento de inercia varía a lo largo de la longitud. Sin embargo resultaría impráctico evaluar las propiedades de varias secciones transversales en cada elemento de una estructura, por lo cual es conveniente adoptar un valor promedio razonable. Algunos códigos hacen algún reconocimiento de la influencia del agrietamiento, y consideran la rigidez agrietada como una proporción de la rigidez de la sección no agrietada, especificando factores de reducción para ser aplicados a la rigidez de sección no agrietada (Burgos et al, 2008).

Los factores de reducción se ajustan para diferentes tipos de elementos estructurales y se dan en función de la inercia de la sección. Entre los códigos que indican estos factores de reducción se encuentran el de Nueva Zelanda y el ACI. Sus recomendaciones y las de Paulay y Priestley se muestran en las tablas 4.1-4.3:

**Tabla 4.1** Recomendaciones del Código de diseño de concreto reforzado de Nueva Zelanda.

Elemento	reducción
Vigas	$0.35 I_g$
Columnas	$0.40 - 0.70 I_g$

**Tabla 4.2** Recomendaciones del Reglamento para concreto estructural ACI 318S-05.

Elemento	reducción
Vigas	$0.35 I_g$
Columnas	$0.70 I_g$
Muros no agrietados	$0.70 I_g$
agrietados	$0.35 I_g$

**Tabla 4.3** Factores de reducción (Paulay y Priestley, 1992).

Elemento	Rango de reducción	Recomendación
Vigas rectangulares	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$
Vigas T y L	$0.25-0.45 I_g$	$0.35 I_g$
Columnas		
$P > 0.5 f'c A_g$	$0.70-0.90 I_g$	$0.80 I_g$
$P = 0.2 f'c A_g$	$0.50-0.70 I_g$	$0.60 I_g$
$P = -0.05 f'c A_g$	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$

En este trabajo se sigue la recomendación de ACI de considerar la rigidez inicial como el 70% de la rigidez de la sección no agrietada.

Como consecuencia de considerar la rigidez inicial como un porcentaje de la rigidez elástica, el periodo del elemento es mayor al asociado a la rigidez de la sección no agrietada. Haciendo una relación de estos periodos se tiene,

$$T_2 = \frac{T_1}{\sqrt{k_{eff}/k_e}} \quad (4.2)$$

Donde  $T_1$  y  $T_2$  son el periodo sin tomar en cuenta el agrietamiento y tomándolo en cuenta respectivamente, al igual que las rigideces  $k_e$  y  $k_{eff}$ .

#### 4.4 Resistencia última lateral $V_u$

El valor que representa la carga máxima de la curva V-X es  $V_y$ . El valor de  $V_y$  en este trabajo y para los análisis paramétricos correspondientes está en función de  $V_u$ , suponiendo una relación adecuada entre ambos valores.  $V_u$  se calcula con la ecuación 3.16. A partir del valor se propone una relación para  $V_y$  basados en la relación que hay entre  $V_u$  y  $V_y$  en las secciones reales estudiadas. Los periodos, valores de  $V_u$  y registros usados para el análisis con cada uno de los tres modelos empleados en este trabajo; son los mismos, estos se presentan en la sección 3.4 del capítulo anterior. Lo anterior se hizo con el propósito de comparar las respuestas de los tres sistemas bajo las mismas condiciones de resistencia y solicitudes sísmicas, suponiendo que el diseño del elemento cumple con lo recomendado respecto al tipo de falla bajo esfuerzos de flexión, es decir que esta será dúctil. El factor de ductilidad se calcula con la ecuación 3.9.

#### 4.5 Evaluación numérica de la respuesta dinámica

La evaluación numérica de la respuesta dinámica corresponde a las técnicas y/o métodos empleados para solucionar la ecuación de equilibrio dinámico en cada paso de tiempo. Existen diferentes métodos para resolver este tipo de ecuaciones diferenciales, en este trabajo, para todos los programas se emplea el método propuesto por Newmark.

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (fs)_{i+1} = p_{i+1} \quad (4.3)$$

La ecuación 4.3 representa el movimiento de un sistema estructural como el mostrado en la figura 3.1. En esta ecuación  $fs$  representa la fuerza de resistencia del sistema, y el lado derecho de la ecuación contiene la fuerza externa que excita al sistema. Para el caso en

estudio, que es un péndulo invertido y modelado como un sistema de un grado de libertad sujeto a una excitación en su base, la fuerza de resistencia del sistema se convierte en  $k \cdot u_{i+1}$ , y la fuerza externa en  $-m\ddot{u}_{gi}$ , en donde  $\ddot{u}_{gi}$  representa el dato  $i$  –ésimo de un acelerograma. Quedando la ecuación de movimiento que representa al sistema como sigue:

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = -m\ddot{u}_{gi} \quad (4.4)$$

La solución analítica de la ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad, usualmente no es posible si la excitación (la fuerza aplicada  $p(t)$  o aceleración del suelo  $u_g''(t)$ ) varía de manera arbitraria con el tiempo, o si el sistema es no lineal. Este problema puede ser abordado con los métodos numéricos paso a paso para integración de ecuaciones diferenciales. Existe vasto material en la literatura referente a los métodos disponibles, algunos son: Wilson- $\theta$ , colocación, Houbolt, Park, HHT- $\alpha$ , WBZ- $\alpha$ . En esta sección se plantea el algoritmo del método empleado, así como los parámetros de convergencia del mismo.

En 1959, N. M. Newmark desarrolló una familia de métodos paso a paso basados en las siguientes ecuaciones (Chopra 2012):

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (4.3)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (4.4)$$

Los parámetros  $\gamma$  y  $\beta$  definen la variación de la aceleración en un tiempo dado y determinan las características de estabilidad y precisión del método. Los valores  $\gamma = \frac{1}{2}, \frac{1}{6} \leq \beta \leq 0.25$ , son satisfactorios desde todos los puntos de vista, incluyendo el de la precisión. Estas dos ecuaciones, combinadas con la ecuación de equilibrio al final de cada paso de tiempo, proveen los datos necesarios para calcular  $u_{i+1}, \dot{u}_{i+1}, \ddot{u}_{i+1}$  en el tiempo  $i + 1$ , a partir de los valores conocidos  $u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$  del tiempo  $i$ .

#### 4.5.1 Estabilidad

Los procedimientos numéricos que llevan a soluciones acotadas si el incremento de tiempo es más pequeño que cierto límite de estabilidad, son llamados procedimientos condicionalmente estables. El método de Newmark es un procedimiento condicionalmente estable, esto es, el método es estable siempre que se cumpla la siguiente condición (Chopra 2012):

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}} \quad (4.5)$$

No obstante, existen fuentes de error numérico en el cálculo de las variables durante el análisis dinámico, que pueden tener lugar aun cuando se cumpla la condición de la ecuación 4.5, como las relacionadas con los puntos de fluencia y de cambio de dirección, estas se tratan en la siguiente sección. Es importante señalar que aún cuando se tomen las precauciones necesarias para evitar la inestabilidad numérica en un análisis dinámico, no se puede garantizar que esta no tendrá lugar, debido a que ello depende del método utilizado, y de los parámetros de estabilidad del mismo, así como de las características dinámicas del sistema estudiado y de la señal sísmica de entrada.

#### 4.5.2 Puntos de fluencia y puntos de cambios de dirección

Para un sistema elástico, no hay etapa de fluencia. Para los sistemas inelásticos o no lineales se debe definir un valor de fluencia  $V_y$ . Al alcanzar dicho valor, se ingresa en la etapa inelástica y la rigidez del sistema cambia. Por ejemplo, en el caso de un sistema para el que se considera que no hay endurecimiento por deformación, cuando se alcanza  $V_y$  en la fuerza de resistencia la rigidez cambia de la elástica a cero. Si se tiene un valor del incremento del tiempo  $\Delta t$  constante, se pueden generar dos tipos de errores; uno por usar la rigidez tangente en lugar de la secante; esto ocurre cuando se alcanza la fuerza de fluencia en cualquier dirección como se ilustra en las zonas acotadas por círculos en la figura 4.5. Y la segunda fuente de error es el cambio de velocidad, es decir, cuando el desplazamiento del oscilador cambia de sentido, como se muestra en las zonas acotadas por triángulos en la figura 4.5. Respecto a la primera fuente de error, para evitar un valor significativo en la acumulación del mismo, es necesario encontrar el punto en el cual se alcanza la fuerza de fluencia, esto se puede lograr usando algún método iterativo. El método utilizado para encontrar el desplazamiento de fluencia y la rigidez asociada, es el de Newton-Raphson. Otra forma de llegar a una solución para este tipo de error, es encontrar el instante de tiempo en el que ocurre la fluencia del sistema; empleando un  $\Delta t$  tal que se satisfagan las condiciones deseadas. De hecho este es el procedimiento usado en este trabajo para incorporar la modificación de Mahin y Bertero al modelo de Clough. Respecto a la segunda fuente de error, para evitar la acumulación de este, es necesario encontrar el punto en el cual la velocidad es igual a cero, ya que después de este punto es que se sabe el desplazamiento del oscilador cambia de sentido, con esto es posible determinar de manera oportuna el cambio de la rigidez tangente del sistema, evitando errores y la acumulación de los mismos, que llevan a resultados errados. Para encontrar el

punto en el cual la velocidad es igual a cero también se realiza un proceso iterativo con el propósito de encontrar el instante justo antes de que cambie el sentido del desplazamiento, haciendo más pequeño el incremento del tiempo  $\Delta t$ , hasta que se encuentra una velocidad que satisfaga la tolerancia para considerarse igual a cero.

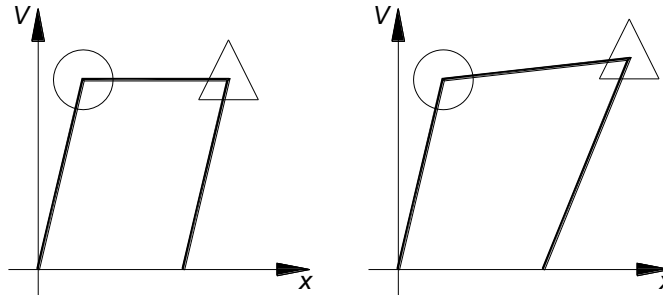


Figura 4.5 Puntos de fluencia y cambio de sentido del desplazamiento.

#### 4.5.3 Respuestas lineal y no lineal, algoritmo del método empleado

Para evaluar las respuestas dinámicas elástica e inelástica del sistema se usa el mismo método, con la diferencia de que para los modelos no lineales empleados la rigidez del sistema (rigidez tangente) cambia de acuerdo a las características de cada modelo, por lo que se puede decir que el algoritmo para cualquier modelo empleado es el mismo, y sólo difieren entre sí en la forma de evaluar y determinar la rigidez tangente para cada paso de tiempo.

Algoritmo del método de Newmark:

---

*Cálculo de constantes:*

$$a = \frac{m}{\beta \Delta t} + \frac{\gamma}{\beta} c \quad (4.6)$$

$$b = \frac{m}{2\beta} + c \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t \quad (4.7)$$

$$c = 2\lambda m w_n \quad (4.8)$$

1.- Cálculos iniciales

$$1.1 \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - k u_0}{m} \quad (4.9)$$

$$1.2 a = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c; b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left( \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \quad (4.10)$$

2.- Cálculos para cada intervalo de tiempo  $i$

$$2.1 \Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a \dot{u}_i + b \ddot{u}_i \quad (4.11)$$

2.2 Determinar rigidez tangente  $k_i$  (constante si el sistema es elástico)

$$2.3 \hat{k}_i = k_i + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m \quad (4.12)$$

2.4 Calculo de  $\Delta u_i$

- Si se va a ingresar a la etapa de fluencia, resolver para  $\Delta u_i$  con los valores  $\hat{k}_i$  y  $\Delta \hat{p}_i$ , en este caso se usó el método de Newton-Raphson.

- Si no se va a ingresar a la etapa de fluencia o si es el caso de sistema inelástico,  $\Delta u_i = \frac{\Delta \hat{p}_i}{\hat{k}_i}$

$$2.5 \Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left( 1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i \quad (4.13)$$

$$2.6 \Delta \ddot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta (\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (4.14)$$

$$2.7 u_{i+1} = u_i + \Delta u_i, \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i, \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i, f_{z_{i+1}} = f_{z_i} + \Delta u_i k_i \quad (4.15)$$

3.- Reemplazar  $i$  por  $i+1$  e implementar pasos 2.1 al 2.7 para el siguiente paso de tiempo.

---

$\lambda$  es el porcentaje de amortiguamiento considerado.



## 4.6 Programas CLOUGHMOD y ELASTOPLASTICO

Se escribieron los programas CLOUGHMOD y ELASTOPLASTICO en MATLAB, estos contienen los modelos de Clough Modificado y Elastoplástico descritos, respectivamente. Ambos programas funcionan para un sistema como el mostrado en la figura 3.1. Estos sirven para calcular la historia de respuestas en el tiempo de un oscilador de un grado de libertad sometido a una excitación sísmica en la base. El manual de usuario así como ejemplos de aplicación se presentan en el apéndice.

## 4.7 Análisis Paramétrico

Al igual que para el modelo histerético de concreto presforzado (como se indica en el capítulo anterior); se realizaron análisis en los que la resistencia última del elemento está dada según el reglamento empleado, de acuerdo a la ecuación 3.11, para propiedades dadas del sistema y dependiendo del tipo de suelo y/o zona sísmica. Se hicieron dos grupos de análisis, el primero con los registros originales, y el segundo con los registros escalados. Los detalles del escalamiento de los registros, y los espectros de respuesta de los registros originales y escalados se presentan en el capítulo anterior de este trabajo, en la sección 3.5. Así mismo, el esquema de los análisis es el mismo que el mostrado en la figura 3.10, para cada modelo (CM y EP), con la diferencia de que no hay ciclo del parámetro  $\gamma_{LY}$ .

### 4.7.1 Ordenadas espectrales

Para facilitar la consulta de este trabajo, se incluyen en esta sección las tablas 3.3 a 3.6, presentadas en el capítulo anterior, con los valores de las ordenadas espectrales y las cargas de fluencia normalizadas, así como los registros sísmicos de cada análisis.

**Tabla 3.3** Ordenadas espectrales (Estado de Michoacán).

Zona-Suelo	$T=0.5 s$	$T=0.8 s$	$T=1.1 s$	$T=1.4 s$
BI	0.14	0.12	0.103	0.09
BII,CI	0.3	0.3	0.3	0.3
BIII	0.36	0.36	0.36	0.36
CII,III	0.64	0.64	0.64	0.64
DI	0.5	0.5	0.5	0.5
DII,III	0.86	0.86	0.86	0.86

**Tabla 3.4** Cargas normalizadas (Estado de Michoacán).

Zona-Suelo	$T=0.5\ s$		$T=0.8\ s$		$T=0.1.1\ s$		$T=0.1.4\ s$	
	$P_y/W$	$P_u/W$	$P_y/W$	$P_u/W$	$P_y/W$	$P_u/W$	$P_y/W$	$P_u/W$
BI	0.126	0.164	0.108	0.140	0.093	0.121	0.081	0.105
BII,CI	0.270	0.351	0.270	0.351	0.270	0.351	0.270	0.351
BIII	0.354	0.460	0.324	0.421	0.324	0.421	0.324	0.421
CII,III	0.576	0.749	0.576	0.749	0.576	0.749	0.576	0.749
DI	0.450	0.585	0.450	0.585	0.450	0.585	0.450	0.585
DII,III	0.774	1.006	0.774	1.006	0.774	1.006	0.774	1.006

**Tabla 3.5** Ordenadas espectrales (Distrito Federal).

Zona-Suelo	$T=0.5\ s$	$T=0.8\ s$	$T=1.1\ s$	$T=1.4\ s$
BI	0.16	0.16	0.16	0.1542
BII,CI	0.32	0.32	0.32	0.3048
BIII	0.383	0.4	0.4	0.4
CII,III	0.31	0.43	0.45	0.45
DI	0.22	0.292	0.364	0.4
DII,III	0.2176	0.288	0.3	0.3

**Tabla 3.6** Cargas normalizadas (Distrito Federal).

Zona-Suelo	$T=0.5\ s$		$T=0.8\ s$		$T=1.1\ s$		$T=1.4\ s$	
	$P_y/W$	$P_u/W$	$P_y/W$	$P_u/W$	$P_y/W$	$P_u/W$	$P_y/W$	$P_u/W$
BI	0.144	0.187	0.144	0.187	0.144	0.187	0.139	0.180
BII,CI	0.288	0.374	0.288	0.374	0.288	0.374	0.274	0.357
BIII	0.355	0.462	0.360	0.468	0.360	0.468	0.360	0.468
CII,III	0.353	0.459	0.399	0.519	0.405	0.527	0.405	0.527
DI	0.283	0.368	0.320	0.417	0.349	0.453	0.360	0.468
DII,III	0.248	0.322	0.267	0.348	0.270	0.351	0.270	0.351

## 4.8 Resultados

A continuación se muestran los resultados de los análisis paramétricos. Se presentan dos grupos de resultados: el primero para los obtenidos con los registros originales, y el segundo para los resultados obtenidos con los registros escalados. Los resultados de los análisis se organizaron de la siguiente manera:

*Para ambos sitios de estudio (Michoacán y Distrito Federal):*

- Se muestran tablas de los estados alcanzados en los sistemas; estos puede ser: elástico (E), y de fluencia (F).

*Para cada sitio de estudio (primero Michoacán y después el Distrito Federal):*

- Se muestran los registros sísmicos junto con los desplazamientos máximos, los factores de ductilidad, y los índices de daño obtenidos a partir del registro mostrado; para cada zona sísmica y tipo de suelo; obtenidos con los dos modelos: Clough Modificado (CM) y elastoplástico (EP).

- Por cuestiones de espacio, se presentan sólo algunos de los ciclos histeréticos obtenidos.

- Se hacen comentarios al respecto de los resultados obtenidos.

*Nomenclatura:*

Para el Estado de Michoacán las zonas sísmicas son B, C, y D. Cada una con tipos de suelo I, II, y III. Para identificar la zona sísmica y el tipo de suelo se utiliza la letra correspondiente a la zona sísmica, seguida del número (I, II, ó III) que corresponda al tipo de suelo.

En el caso del Distrito Federal, las zonas sísmicas son I, II, IIIa, IIIb, IIIc, y IIId. Estas se identifican como ZI, ZII, ZIIIa, ZIIIb, ZIIIc, y ZIIId respectivamente. El tipo de suelo está implícito en la identificación de la zona (I terreno firme, II terreno de transición, y III terreno blando).

El \* significa que el registro está escalado.

#### 4.8.1 Resultados obtenidos con registros sin escalar

##### Estado de Michoacán

**Tabla 4.4** Estados alcanzados en los sistemas (modelos EP y CM)

Registro →		CALE9701.111				MZ019510.092				MZ039510.092			
Periodo →		0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4
ZB	Suelo I	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F
	Suelo II,III	F	E	E	E	F	F	F	F	F	F	F	F
ZC	Suelo I	F	E	E	E	F	E	F	E	F	F	F	E
	Suelo II,III	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
ZD	Suelo I	F	E	E	E	E	E	E	E	F	E	E	E
	Suelo II,III	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E

*E=elástico, F=fluencia*

##### Distrito Federal

**Tabla 4.5** Estados alcanzados en los sistemas (modelos EP y CM)

Registro →		CUMV8509.191				SXVI8509.191				SCT18509.191			
Periodo →		0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4
SD	Zona I	E	E	E	E	-	-	-	-	-	-	-	-
ST	Zona II	-	-	-	-	E	E	E	E	-	-	-	-
SB	Zona IIIa	-	-	-	-	-	-	-	-	E	E	E	F
	Zona IIIb	-	-	-	-	-	-	-	-	E	E	E	F
	Zona IIIc	-	-	-	-	-	-	-	-	E	E	E	F
	Zona IIId	-	-	-	-	-	-	-	-	F	E	F	F

*E=elástico, F=fluencia*

En las figuras 4.7 a 4.9 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con el registro de Caleta de Campos (fig. 4.6). En las figuras 4.7 a 4.9 el eje de las abcisas representa el periodo de vibrar del sistema en (s).

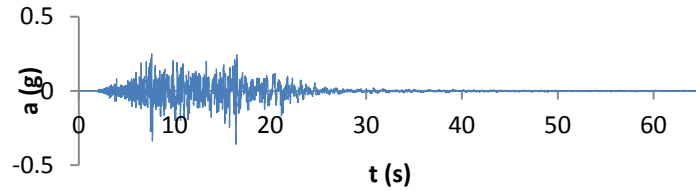


Figura 4.6 Registro sísmico de Caleta de campos (CALE9701.111).

**Nomenclatura:**

◆ BI    ■ BII,CI    ▲ BIII    × CII,CIII    ✖ DI    ● DII,DIII

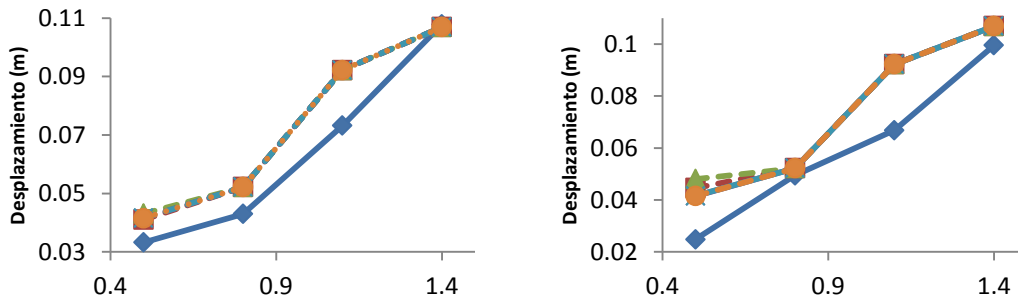


Figura 4.7 Desplazamientos máximos (Caleta de Campos). CM, EP.

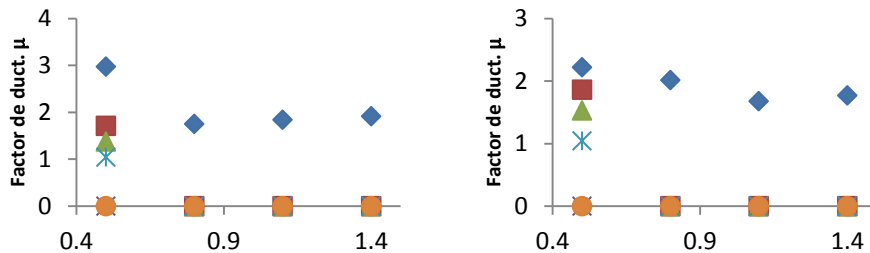


Figura 4.8 Factores de ductilidad (Caleta de Campos). CM, EP.

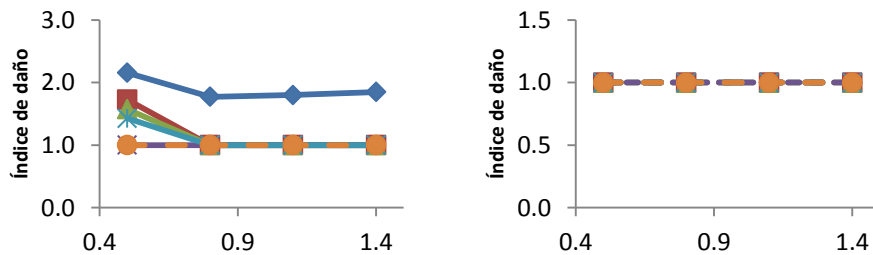


Figura 4.9 Índices de daño (Caleta de Campos). CM, EP.

En las figuras 4.11 a 4.13 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con el registro de Manzanillo (fig. 4.10). En las figuras 4.11 a 4.13 el eje de las abcisas representa el periodo de vibrar del sistema en (s).

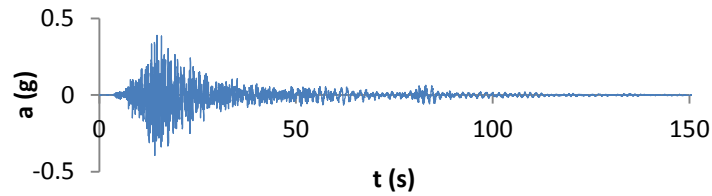


Figura 4.10 Registro sísmico de Manzanillo (MZ019510.092).

**Nomenclatura:**

- ◆ BI
- BII,CI
- ▲ BIII
- × CII,CIII
- ✱ DI
- DII,DIII

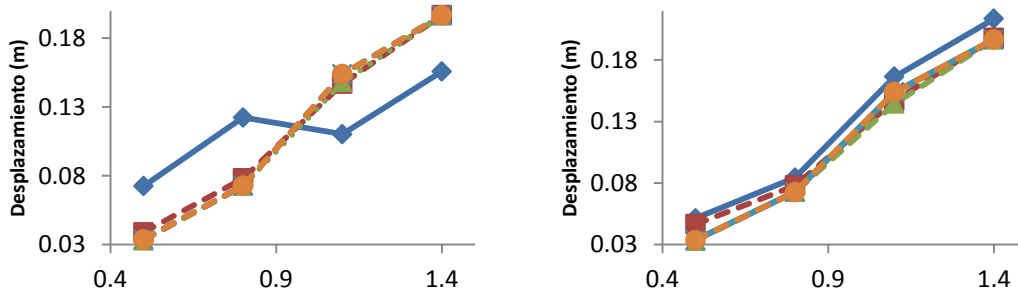


Figura 4.11 Desplazamientos máximos (Manzanillo). CM, EP.

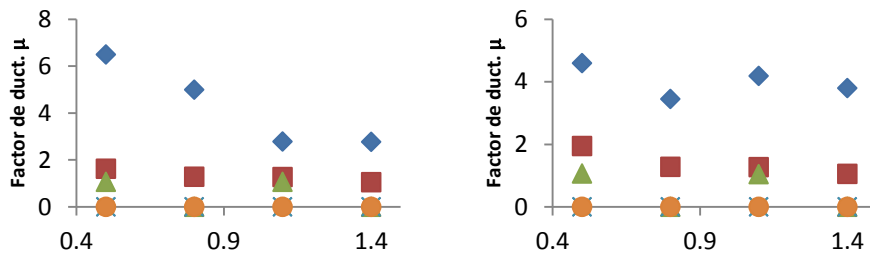


Figura 4.12 Factores de ductilidad (Manzanillo)

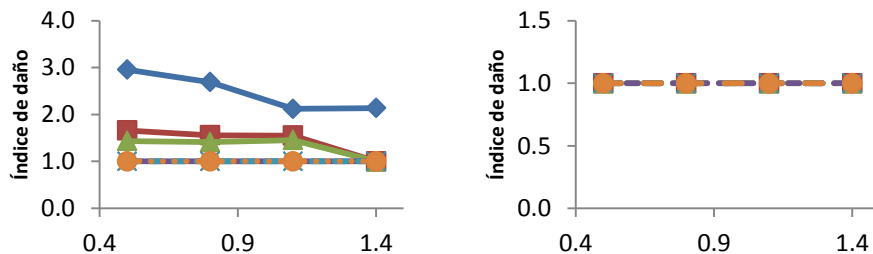


Figura 4.13 Índices de daño (Manzanillo). CM, EP.

En las figuras 4.15 a 4.17 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con el registro de Manzanillo (fig. 4.14). En las figuras 4.15 a 4.17 el eje de las abcisas representa el periodo de vibrar del sistema en (s).

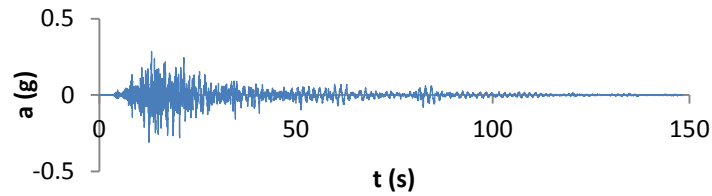


Figura 4.14 Registro sísmico de Manzanillo (MZ039510.092).

**Nomenclatura:**

- ◆ BI
- BII,CI
- ▲ BIII
- × CII,CIII
- \* DI
- DII,DIII

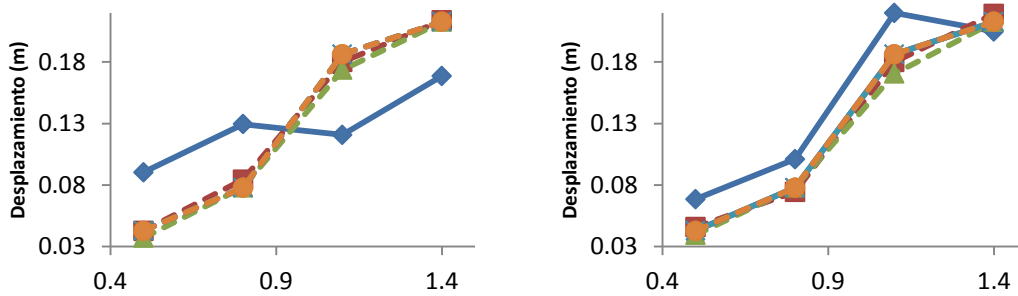


Figura 4.15 Desplazamientos máximos (Manzanillo). CM, EP.

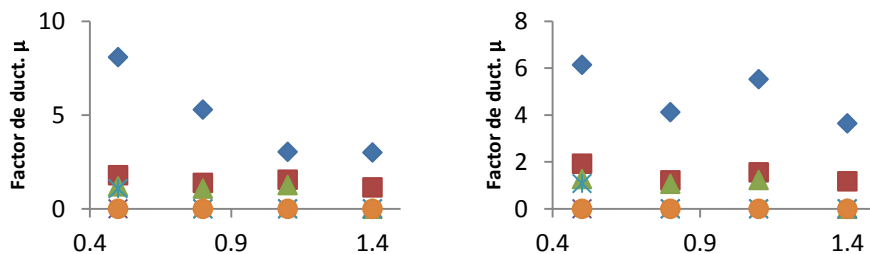


Figura 4.16 Factores de ductilidad (Manzanillo). CM, EP.

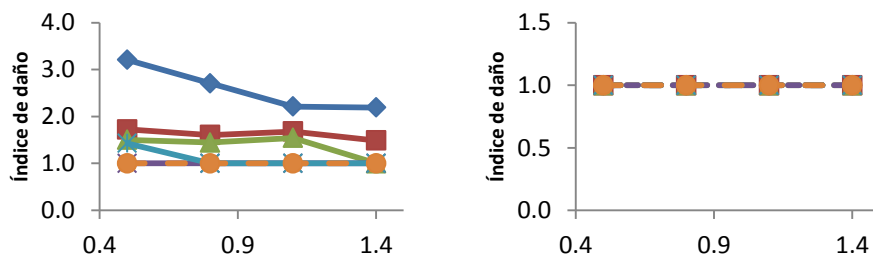


Figura 4.17 Índices de daño (Manzanillo). CM, EP.

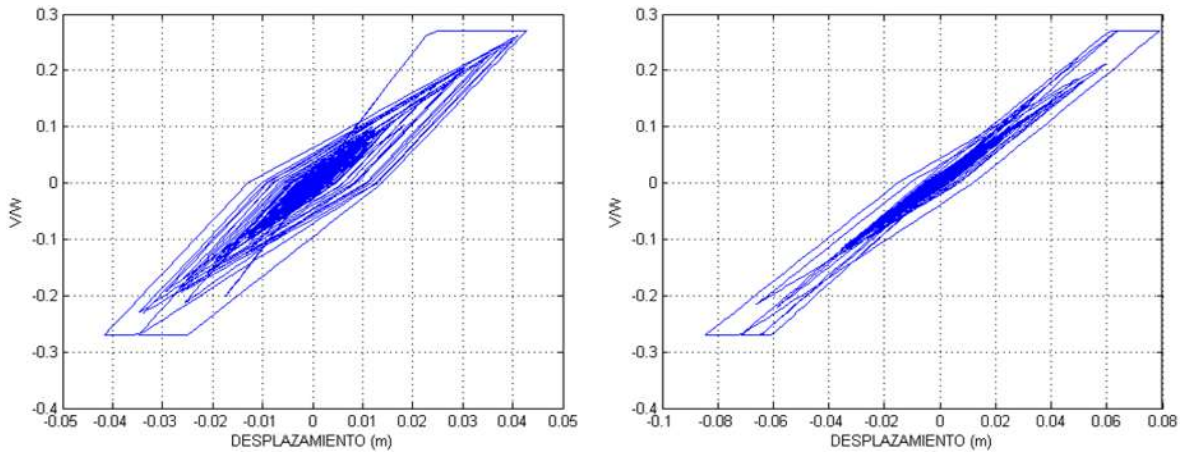


Figura 4.18 Diagramas V-X. BII,CI (MZ039510.092) T=0.5s, T=0.8s.

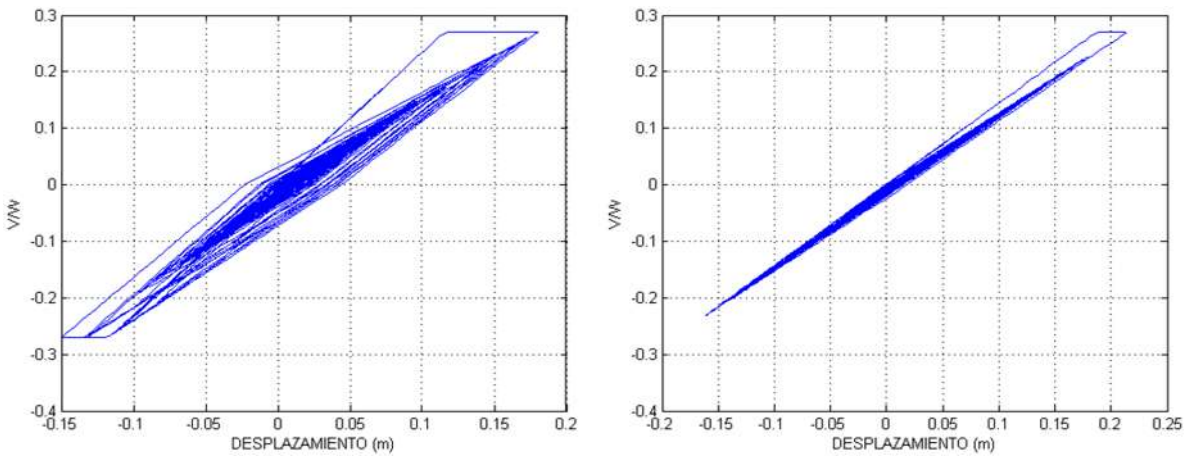


Figura 4.19 Diagramas V-X. BII,CI (MZ039510.092) T=1.1s, T=1.4s.

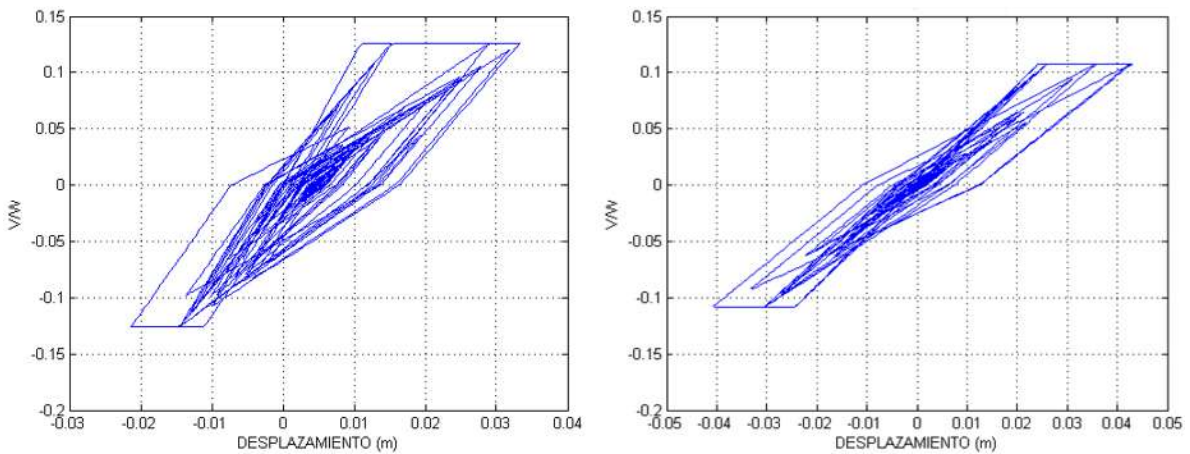


Figura 4.20 Diagramas V-X. BI (CALE9701.111) T=0.5s, T=0.8s.



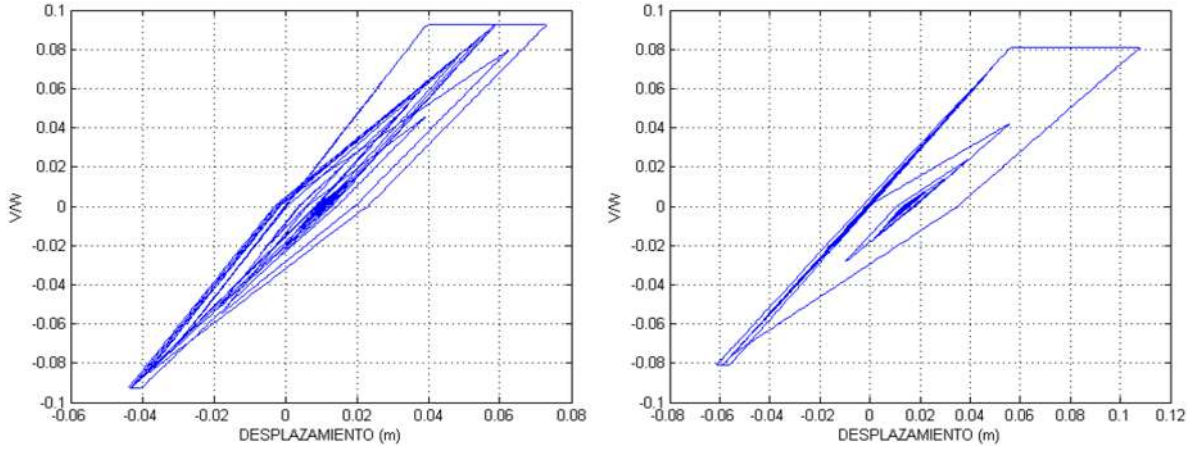


Figura 4.21 Diagramas V-X. BI (CALE9701.111) T=1.1s, T=1.4s.

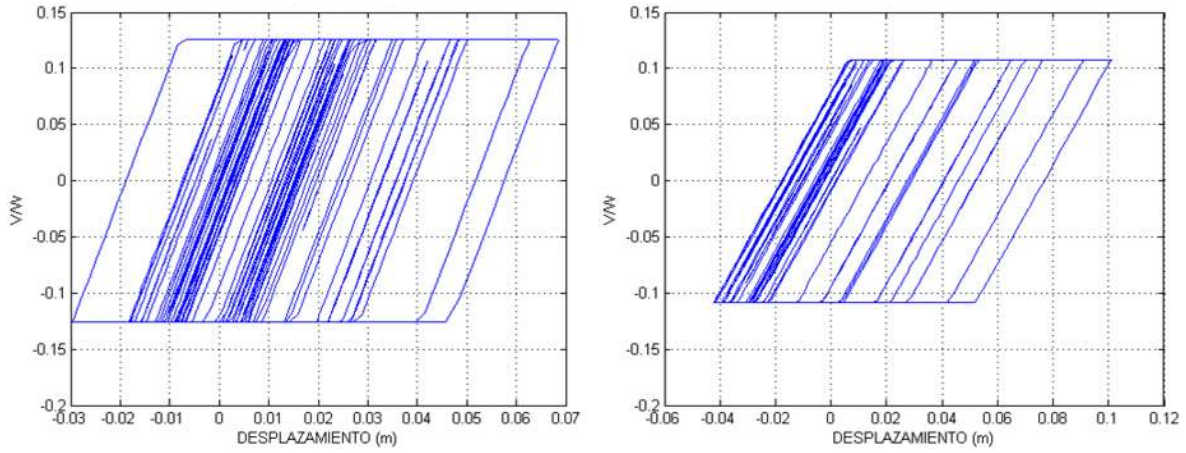


Figura 4.22 Diagramas V-X. BI (MZ039510.092) T=0.5s, T=0.8s.

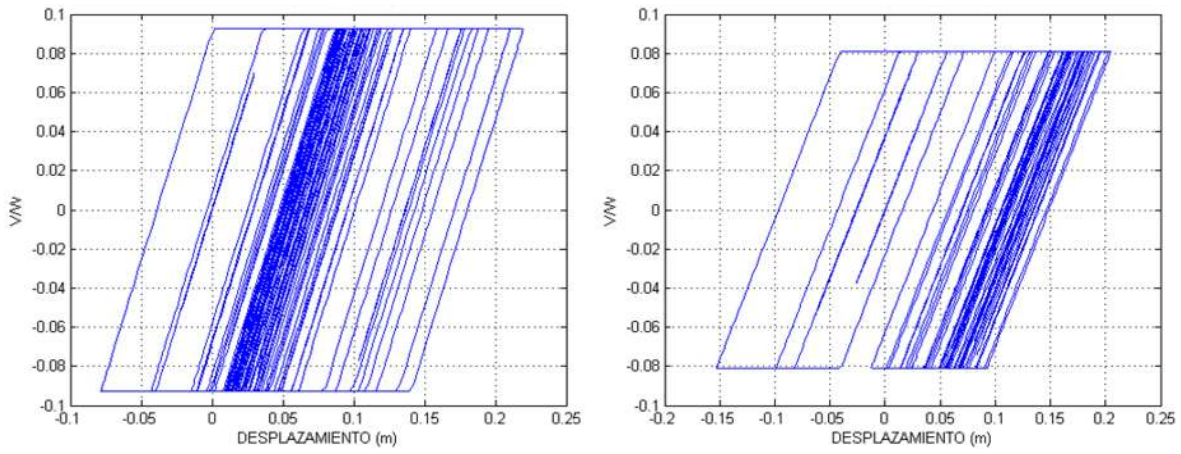


Figura 4.23 Diagramas V-X. BI (MZ039510.092) T=1.1s, T=1.4s.

### ***Comentarios – Michoacán, registros escalados***

En la tabla 4.4 se observa que para los registros de Manzanillo en la mayoría de los sistemas se alcanza la fluencia. A pesar de que los registros de Caleta de Campos y Manzanillo tienen la misma aceleración pico, los resultados obtenidos en cuanto a los estados alcanzados reflejan la interacción entre las características dinámicas de la estructura y las características del sismo (tales como el contenido de frecuencias). Aunque las respuestas obtenidas empleando los modelos histeréticos para el concreto presforzado y para el concreto reforzado no se pueden comparar de manera directa debido a que no incorporan el agrietamiento de la misma manera, sí se puede observar que para los sistemas de concreto reforzado se desarrolla la fluencia en un mayor número que en los sistemas de concreto presforzado; esto se debe a que de acuerdo a las características de los modelos empleados y a los parámetros que definen el agrietamiento para ambos modelos, el presfuerzo retarda la fluencia en términos del desplazamiento; es decir el desplazamiento de fluencia es menor para los sistemas de concreto reforzado que para los de concreto presforzado.

Como se puede ver en la figura 4.7, para el registro de Caleta de Campos, con ambos modelos (CM, EP) se obtuvo que la respuesta de los sistemas elásticos fue mayor que la de los sistemas inelásticos. Para el periodo  $T=0.5s$  los desplazamientos inelásticos fueron ligeramente mayores con el modelo de Clough. Con ambos modelos; para los registros de Manzanillo se obtuvo un comportamiento consistente para los primeros periodos  $T = 0.5 s$  y  $T = 0.8 s$ ; en el que la respuesta máxima del desplazamiento tiende a ir disminuyendo conforme se aumenta la fuerza lateral de diseño  $V_u$ . Para las resistencias para la cuales fluyeron todos los sistemas (BI y BII,CI) se tiene incremento en los desplazamientos máximos conforme aumenta el periodo, y los desplazamientos máximos no difieren mucho entre sí, con excepción de la resistencia ZI, cuya curva de respuesta cruza al resto. Esto refleja una demanda más grande para esta resistencia en los periodos  $T=0.5 s$  y  $T=0.8 s$  y menor para los periodos  $T=1.1 s$  y  $T=1.4 s$ , que el resto de las resistencias. Con el modelo elastoplástico se sobreestima la respuesta para los periodo  $T=1.1 s$  y  $T=1.4 s$ .

En las figuras 4.25 a 4.27 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con los registros del Distrito Federal (fig. 4.24). En las figuras 4.25 a 4.27 el eje de las abscisas representa el periodo de vibrar del sistema (s).

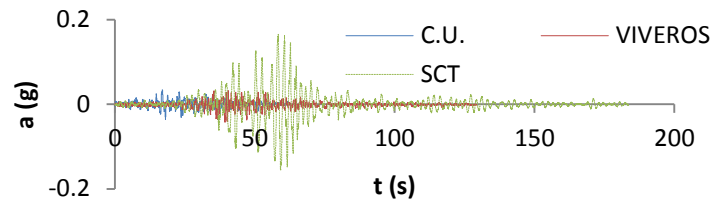


Figura 4.24 Registros sísmicos, D.F. (CUMV8509.191, SXVI8509.191, SCT18509.191).

**Nomenclatura:**

- ◆ ZI
- ZII
- ▲ ZIIla
- × ZIIlb
- \* ZIIlc
- ZIIld

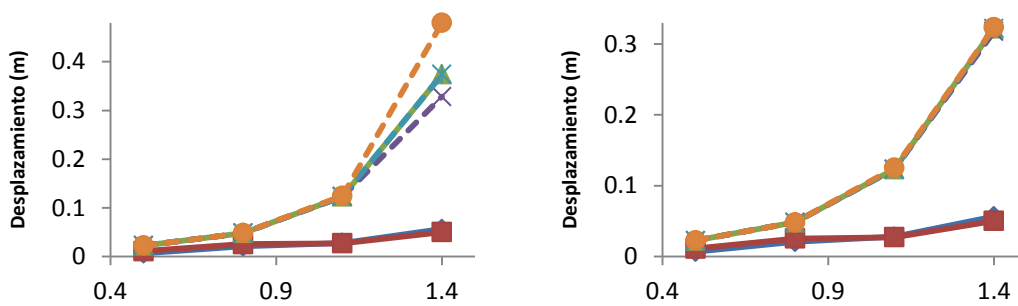


Figura 4.25 Desplazamientos máximos (DF). CM, EP.

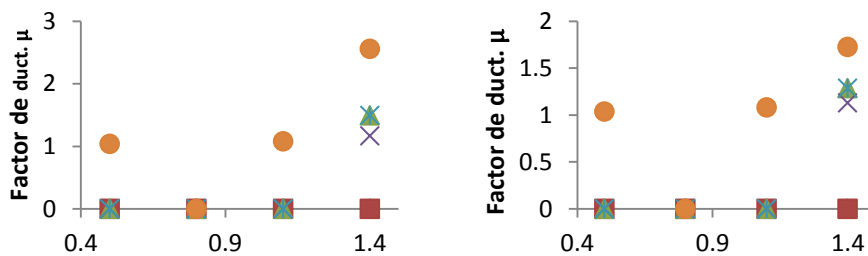


Figura 4.26 Factores de ductilidad (DF). CM, EP.

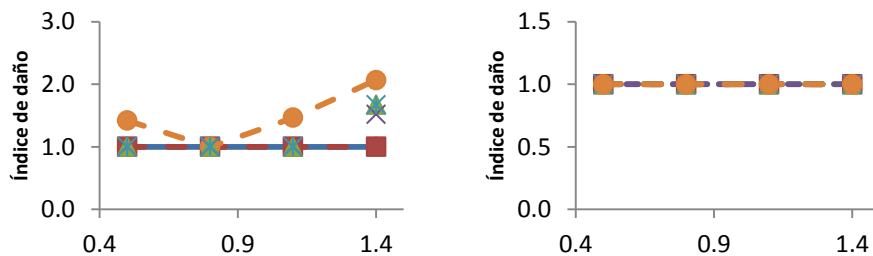


Figura 4.27 Índices de daño (DF). CM, EP.

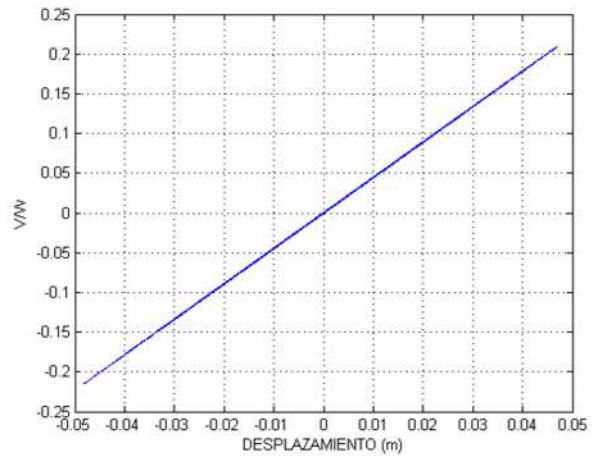
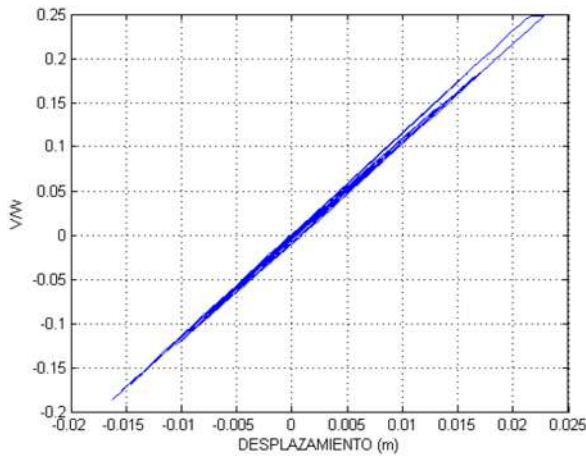


Figura 4.28 Diagramas V-X. ZIII d (SCT18509.191)  $T=0.5s$ ,  $T=0.8s$ .

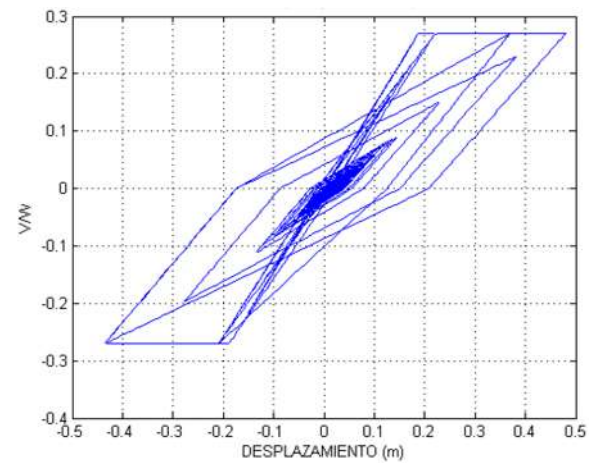
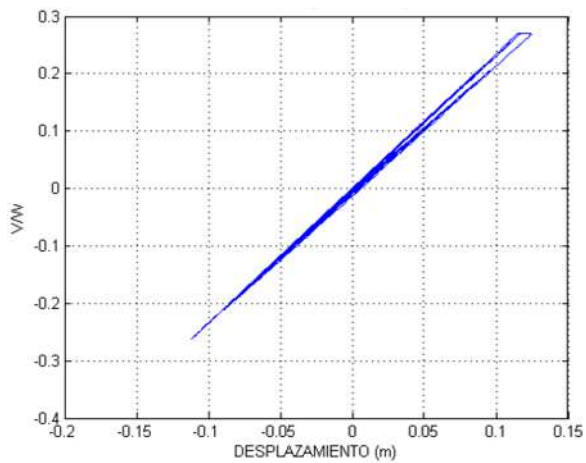


Figura 4.29 Diagramas V-X. ZIII d (SCT18509.191)  $T=1.1s$ ,  $T=1.4s$ .

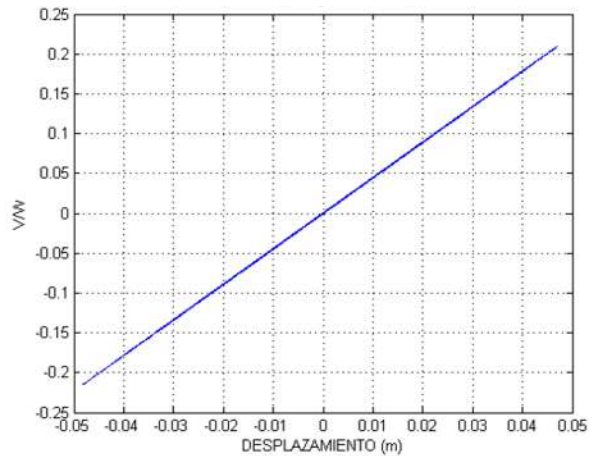
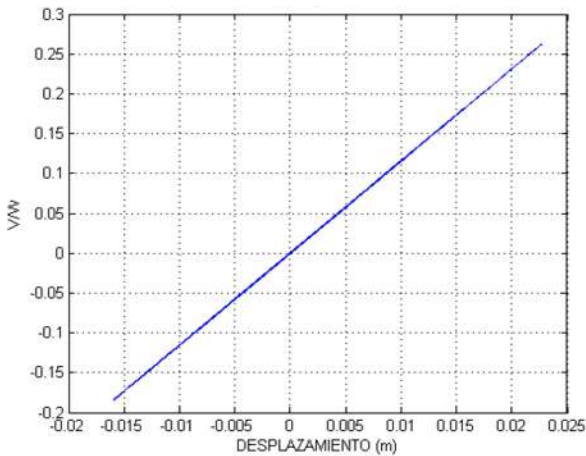


Figura 4.30 Diagramas V-X. ZIII c (SCT18509.191)  $T=0.5s$ ,  $T=0.8s$ .



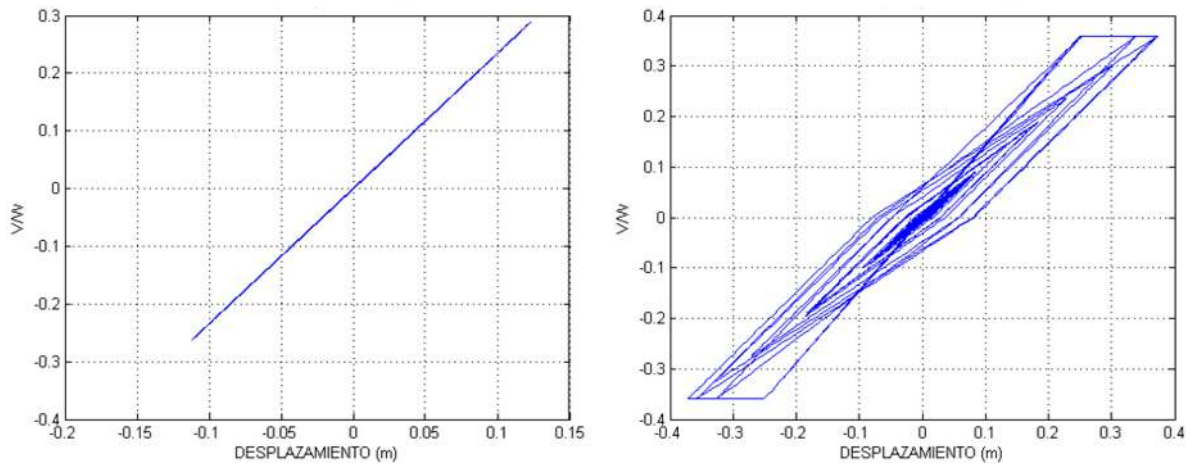


Figura 4.31 Diagramas V-X. ZIIIc (SCT18509.191) T=1.1s, T=1.4s.

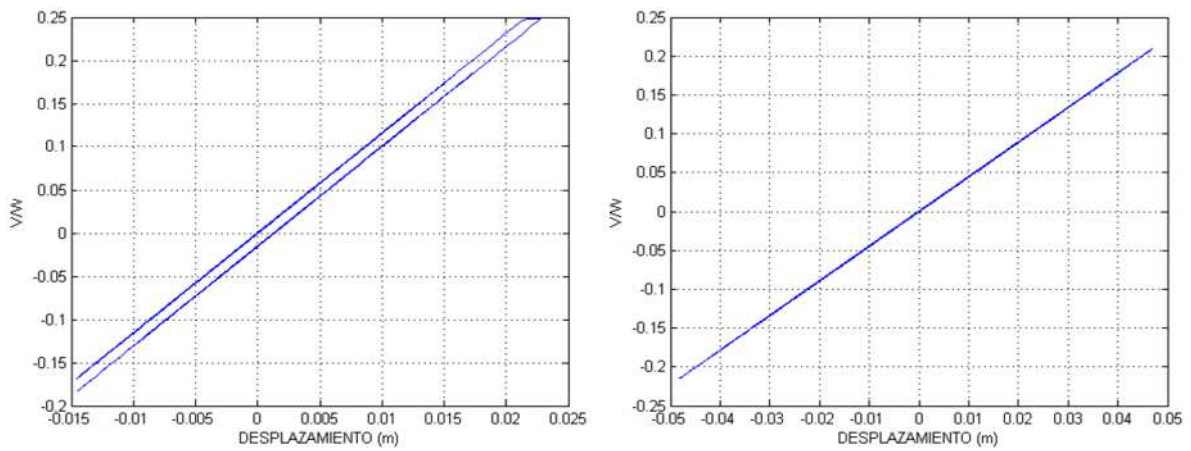


Figura 4.32 Diagramas V-X. ZIIId (SCT18509.191) T=0.5s, T=0.8s.

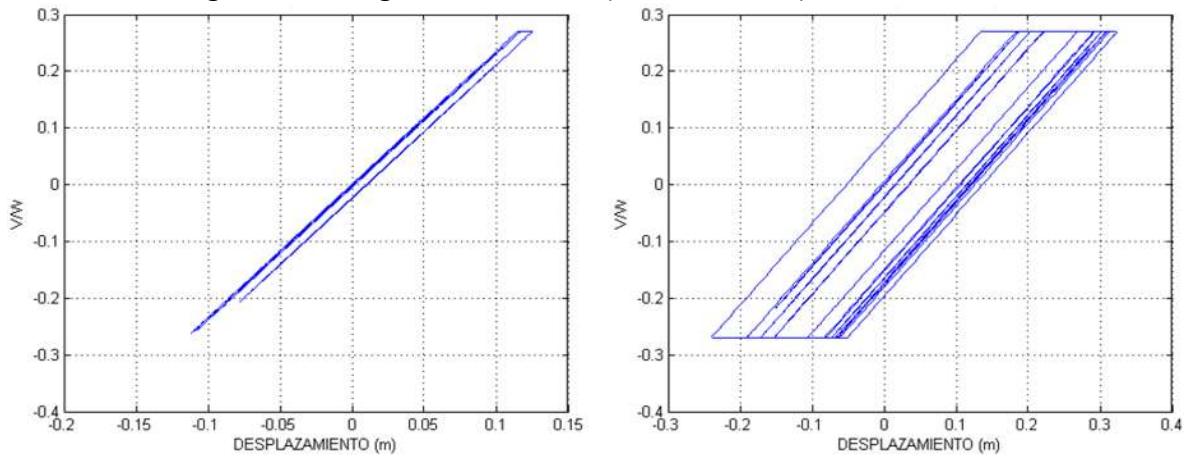


Figura 4.33 Diagramas V-X. ZIIId (SCT18509.191) T=1.1s, T=1.4s.

### ***Comentarios – Distrito Federal, registros escalados***

En la tabla 4.5 se observa que sólo se desarrolló la fluencia en los sistemas en terreno blando (SCT18509.191) y en el caso del periodo  $T=1.4s$  ocurrió en todos los sistemas. De nuevo, se hace referencia a los efectos de sitio relacionados con el fenómeno de resonancia.

Los desplazamiento son significativos para el periodo  $T=1.4$  s y para el registro de suelo blando, y difieren bastante del resto de los desplazamientos. Se observó que para los sistemas que fluyeron no se presentó desplazamiento residual apreciable en los diagramas V-X, esto se debe a la amplitud de los desplazamientos y a las características de la señal sísmica. Aunque los desplazamientos son grandes, el factor de ductilidad máximo es de 2.53 y corresponde al periodo  $T=1.4$  s.

## 4.8.2 Resultados obtenidos con registros escalados

### Estado de Michoacán

**Tabla 4.6** Estados alcanzados en los sistemas (modelos EP y CM)

Registro →		CALE9701.111				MZ019510.092				MZ039510.092			
Periodo →		0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4
ZB	Suelo I	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F
	Suelo II,III	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F
ZC	Suelo I	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F	F
	Suelo II,III	F	E	E	E	F	F	F	E	F	F	F	F
ZD	Suelo I	F	F	F	E	F	F	F	F	F	F	F	F
	Suelo II,III	F	E	E	E	F	E	E	E	F	F	F	E

*E=elástico, F=fluencia*

### Distrito Federal

**Tabla 4.7** Estados alcanzados en los sistemas (modelos EP y CM)

Registro →		CUMV8509.191				SXVI8509.191				SCT18509.191			
Periodo →		0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4	0.5	0.8	1.1	1.4
SD	Zona I	F	F	F	F	-	-	-	-	-	-	-	-
ST	Zona II	-	-	-	-	F	F	E	E	-	-	-	-
SB	Zona IIIa	-	-	-	-	-	-	-	-	F	F	F	F
	Zona IIIb	-	-	-	-	-	-	-	-	F	F	F	F
	Zona IIIc	-	-	-	-	-	-	-	-	F	F	F	F
	Zona IIId	-	-	-	-	-	-	-	-	F	F	F	F

*E=elástico, F=fluencia*

En las figuras 4.35 a 4.37 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con el registro de Caleta de Campos\* (fig. 4.34). En las figuras 4.35 a 4.37 el eje de las abscisas representa el periodo de vibrar del sistema (s).

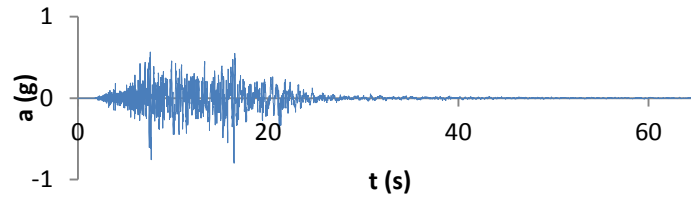


Figura 4.34 Registro sísmico escalado de Caleta de campos (CALE9701.111\*).

**Nomenclatura:**

◆ BI    ■ BI,CI    ▲ BIII    × CII,CIII    ✖ DI    ● DII,DIII

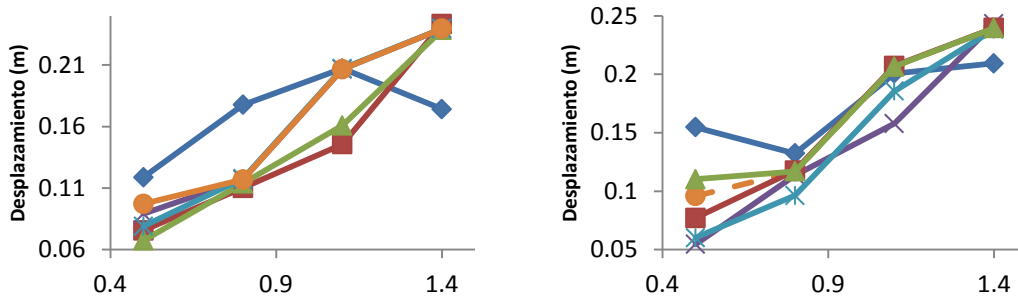


Figura 4.35 Desplazamientos máximos (Caleta de Campos\*). CM, EP.

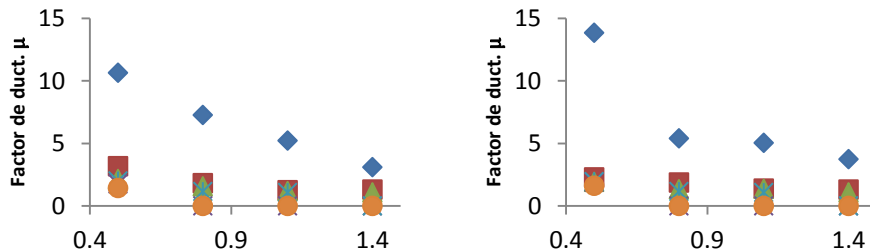


Figura 4.36 Factores de ductilidad (Caleta de Campos\*). CM, EP.

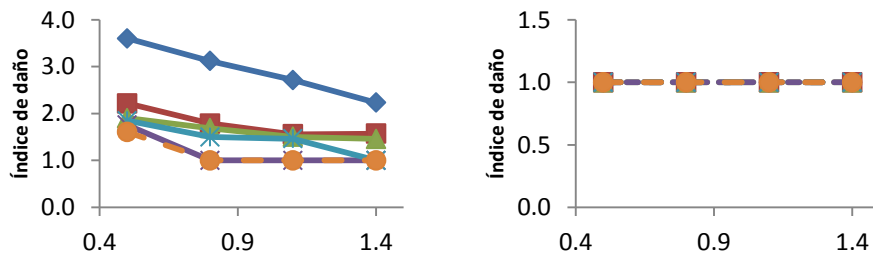


Figura 4.37 Índices de daño (Caleta de Campos\*). CM, EP.



En las figuras 4.39 a 4.41 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con el registro de Manzanillo\* (fig. 4.38). En las figuras 4.39 a 4.41 el eje de las abcisas representa el periodo de vibrar del sistema (s).

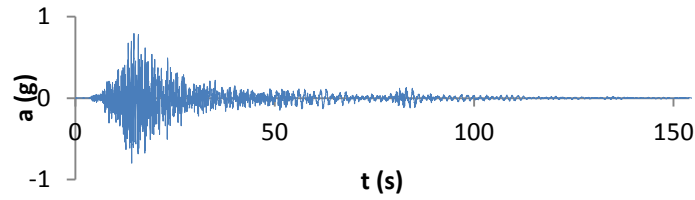


Figura 4.38 Registro sísmico escalado de Manzanillo (MZ019510.092\*).

**Nomenclatura:**

◆ BI    ■ BII,CI    ▲ BIII    × CII,CIII    ✱ DI    ● DII,DIII

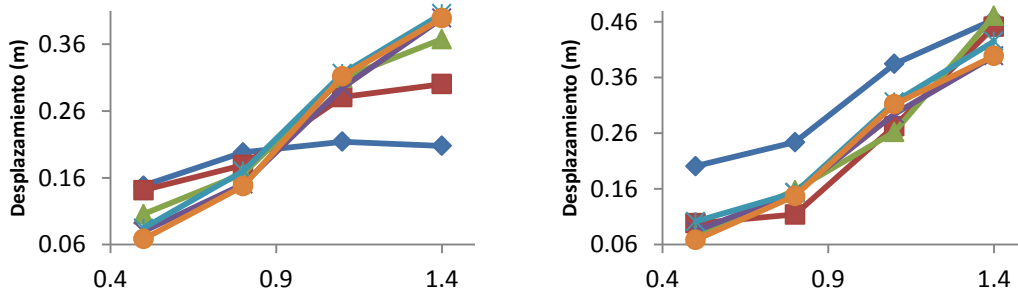


Figura 4.39 Desplazamientos máximos (Manzanillo\*). CM, EP.

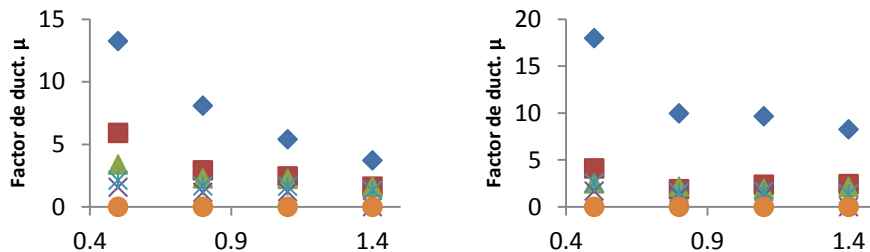


Figura 4.40 Factores de ductilidad (Manzanillo\*). CM, EP.

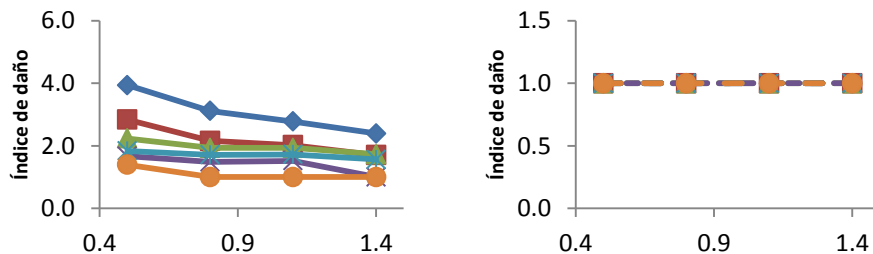


Figura 4.41 Índices de daño (Manzanillo\*). CM, EP.

En las figuras 4.43 a 4.45 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con el registro de Manzanillo\* (fig. 4.42). En las figuras 4.43 a 4.45 el eje de las abcisas representa el periodo de vibrar del sistema (s).

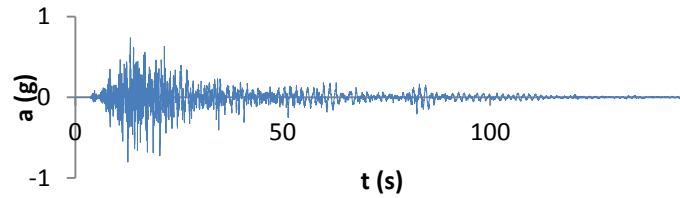


Figura 4.42 Registro sísmico escalado de Manzanillo (MZ039510.092\*).

**Nomenclatura:**

◆ BI    ■ BII,CI    ▲ BIII    × CII,CIII    \* DI    ● DII,DIII

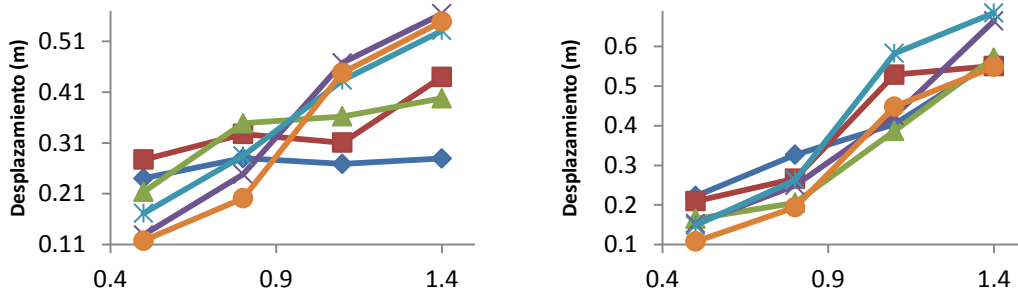


Figura 4.43 Desplazamientos máximos (Manzanillo\*). CM, EP.

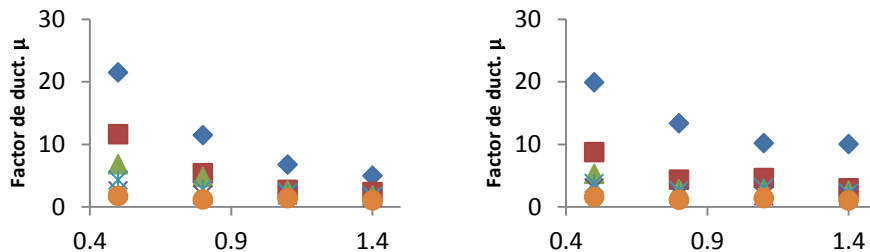


Figura 4.44 Factores de ductilidad (Manzanillo\*). CM, EP.

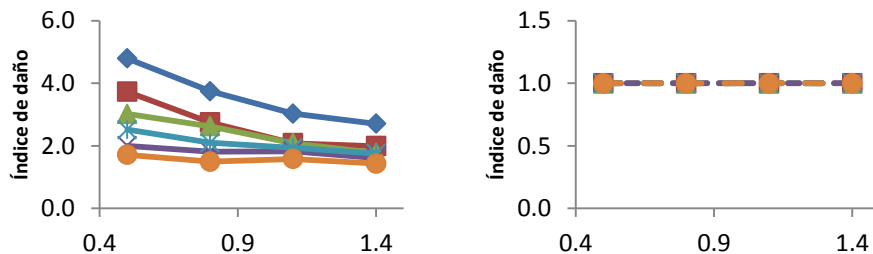


Figura 4.45 Índices de daño (Manzanillo\*). CM, EP.

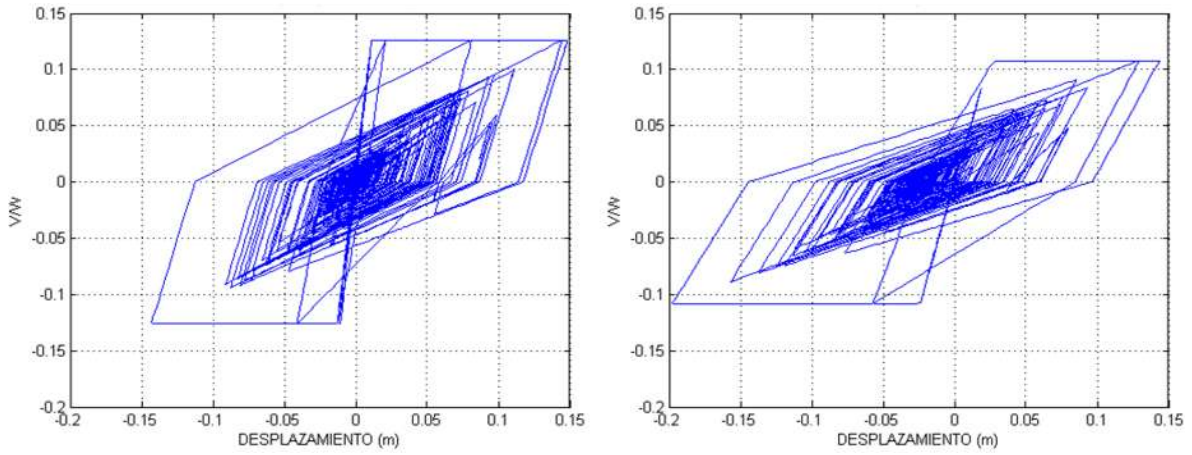


Figura 4.46 Diagramas V-X. BI (MZ039510.092\*) T=0.5s, T=0.8s.

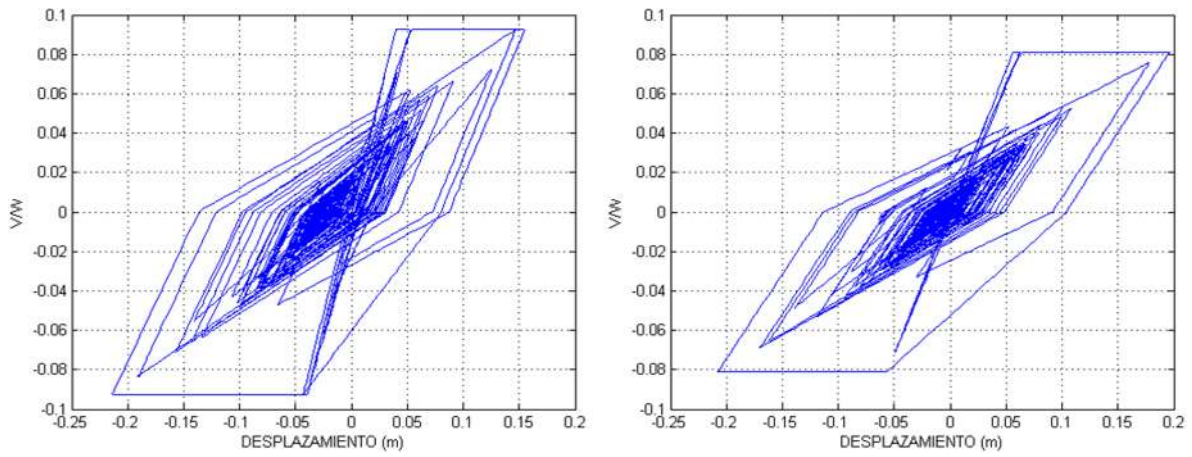


Figura 4.47 Diagramas V-X. BI (MZ039510.092\*) T=1.1s, T=1.4s.

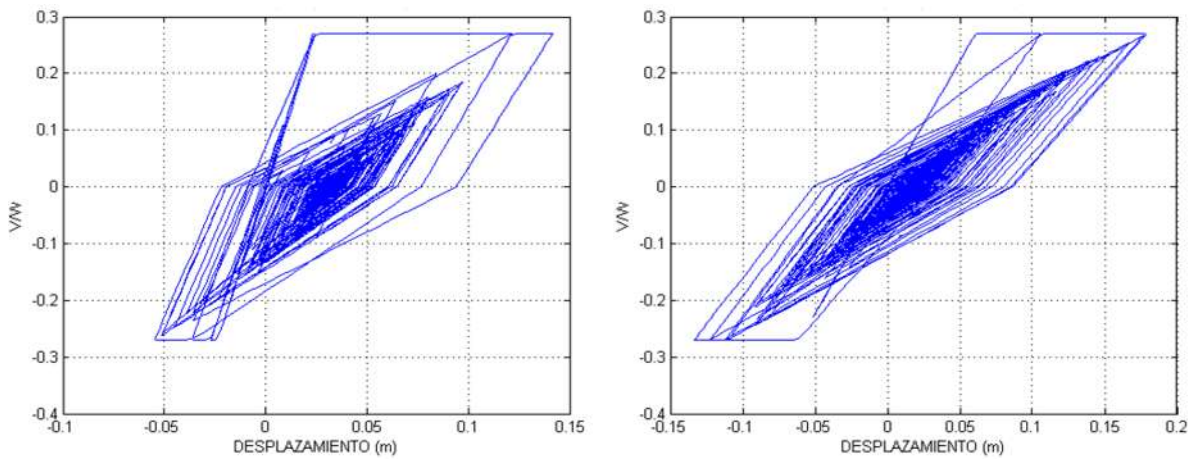


Figura 4.48 Diagramas V-X. BII, CI (MZ019510.092\*) T=0.5s, T=0.8s.

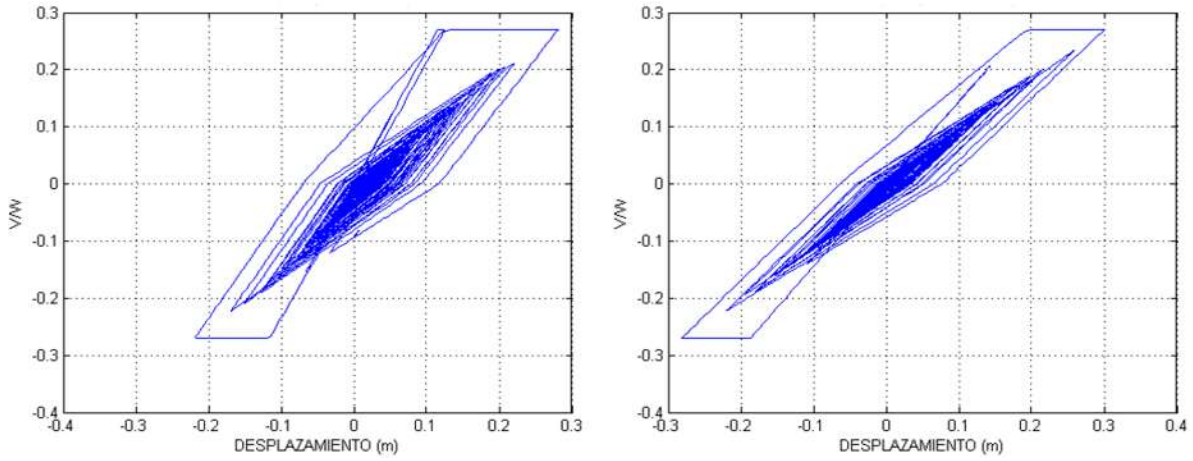


Figura 4.49 Diagramas V-X. BII, CI (MZ019510.092\*) T=1.1s, T=1.4s.

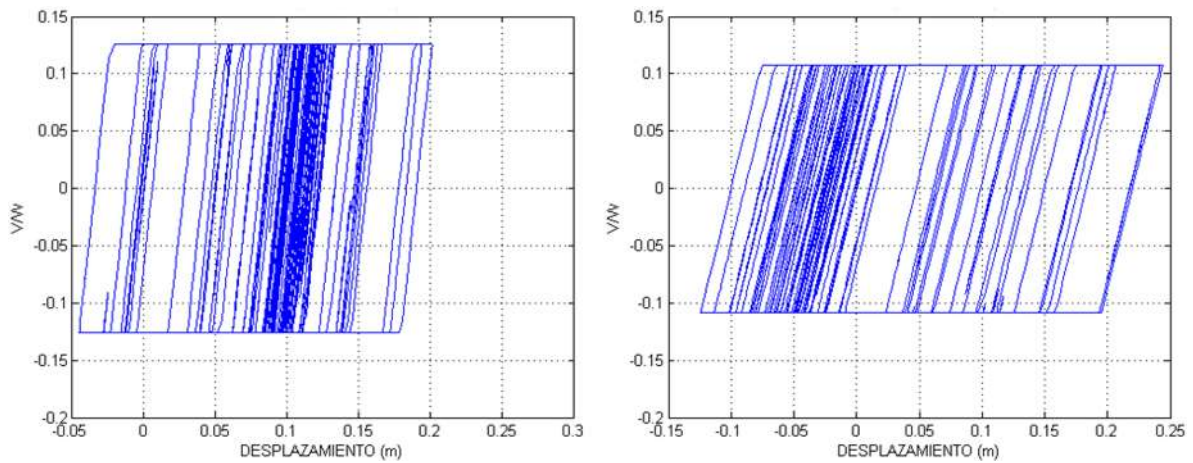


Figura 4.50 Diagramas V-X. BI (MZ019510.092\*) T=0.5s, T=0.8s.

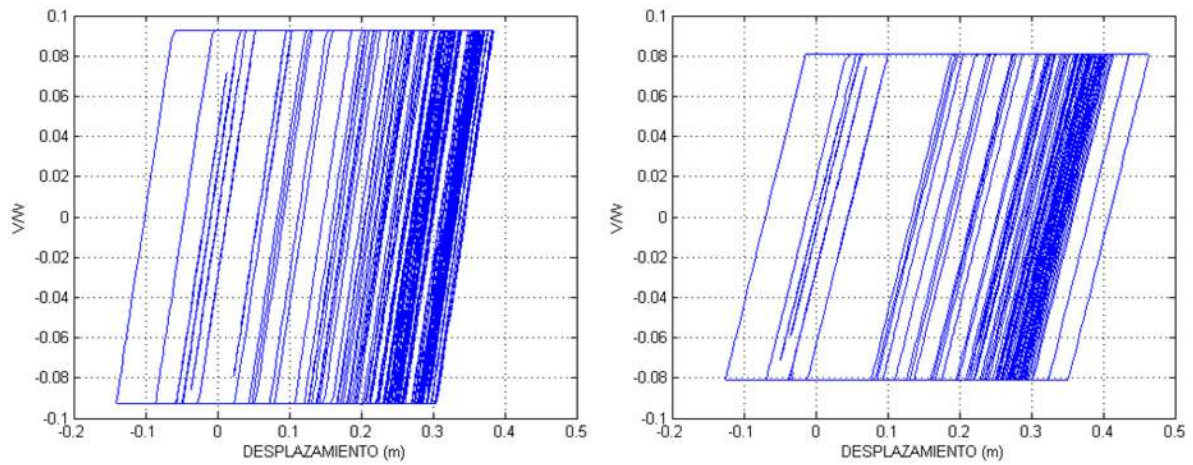


Figura 4.51 Diagramas V-X. BI (MZ019510.092\*) T=1.1s, T=1.4s.

### ***Comentarios – Michoacán***

Como se observa en las tablas 4.6 la mayoría de los sistemas alcanzaron la fluencia. El comportamiento de los sistemas en general es consistente con ambos modelos (EP, CM), la demanda de desplazamiento se incrementa conforme aumenta el periodo. La resistencia B1 es la única que presenta una disminución en la demanda de desplazamientos para algunos incrementos de periodo, sin embargo esto sucede de manera opuesta en los dos modelos; lo que refleja la diferencia entre que se presente y no se presente la degradación en la rigidez. Para el registro de Caleta de Campos los desplazamientos obtenidos con ambos modelos son similares. En el caso de los registros de Manzanillo también son similares los resultados obtenidos con ambos modelos, pero el modelo elastoplástico sobreestima la respuesta para algunos casos. Algo que se observó al analizar los diagramas V-X obtenidos en los análisis, es que conforme se aumenta la resistencia y el periodo el desplazamiento residual apreciable en los diagramas V-X tiende a disminuir o a ser mínimo; esto se debe a para dos sistemas, el primero de menor resistencia que el segundo, sujetos a la misma señal sísmica, el primero plastificará antes que el segundo, y si el periodo es pequeño, debido a la poca flexibilidad será menos probable que recupere la posición inicial ya que estará sujeto a mayores amplitudes de desplazamientos inelásticos.

En las figuras 3.35a se observa que con el modelo de Clough se obtuvo para el registro de Caleta de Campos la respuesta máxima para la BII, CI y para el periodo  $T=1.4$  s, con ambos modelos. Mientras que para los registros de Manzanillo la respuesta máxima se tiene para DI (CM), y BIII (EP). Con lo anterior, se puede destacar la importancia de las características de la señal sísmica usada para evaluar el comportamiento de un sistema estructural.

La respuesta máxima, con excepción de la resistencia asociada a BI (CM), se obtiene para todos los sistemas para el periodo  $T=1.4$  s. En comparación con lo obtenido para el concreto presforzado, el comportamiento de la demanda de desplazamientos inelásticas de los sistemas es más regular para el concreto reforzado, es decir; está mejor definido y como observación se puede decir que es más factible predecir el comportamiento del mismo.



En las figuras 4.53 a 4.55 se muestran las demandas de desplazamiento, demandas de ductilidad, e índices de daño obtenidos con los registros del Distrito Federal\* (fig. 4.52). En las figuras 4.53 a 4.55 el eje de las abcisas representa el periodo de vibrar del sistema (s).

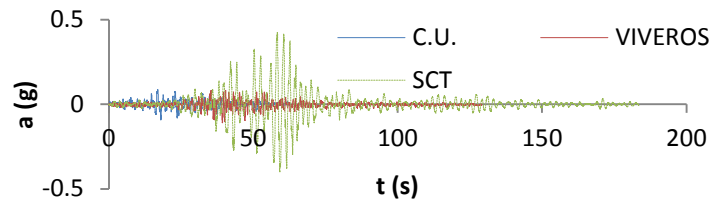


Figura 4.52 Registros sísmicos, D.F. (CUMV8509.191\*, SXVI8509.191\*, SCT18509.191\*).

**Nomenclatura:**

◆ ZI    ■ ZII    ▲ ZIIla    ✕ ZIIlb    ✖ ZIIlc    ● ZIIld

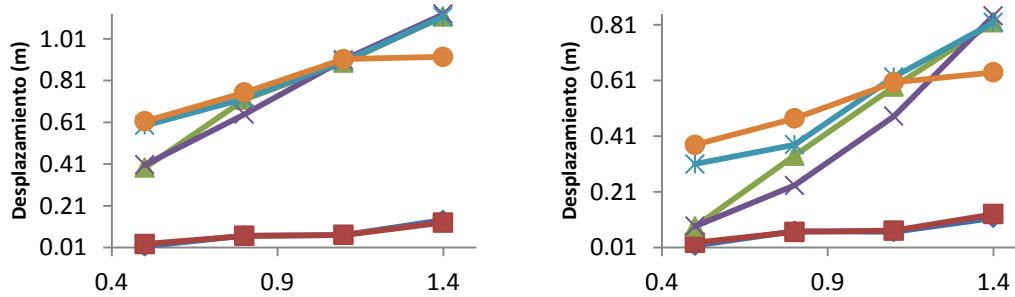


Figura 4.53 Desplazamientos máximos (DF\*). CM, EP.

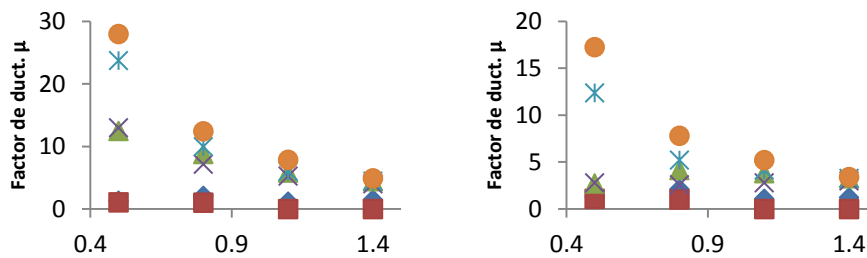


Figura 4.54 Factores de ductilidad (DF\*). CM, EP.

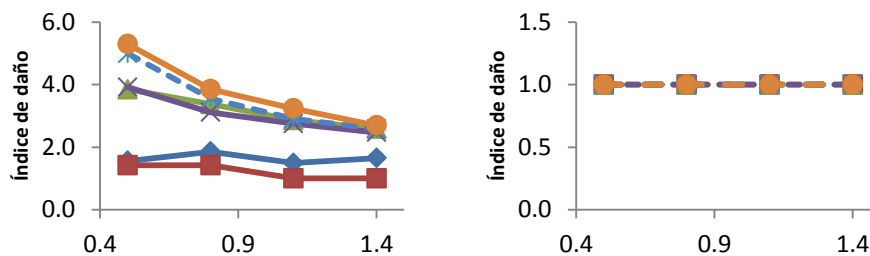


Figura 4.55 Índices de daño (DF\*). CM, EP.

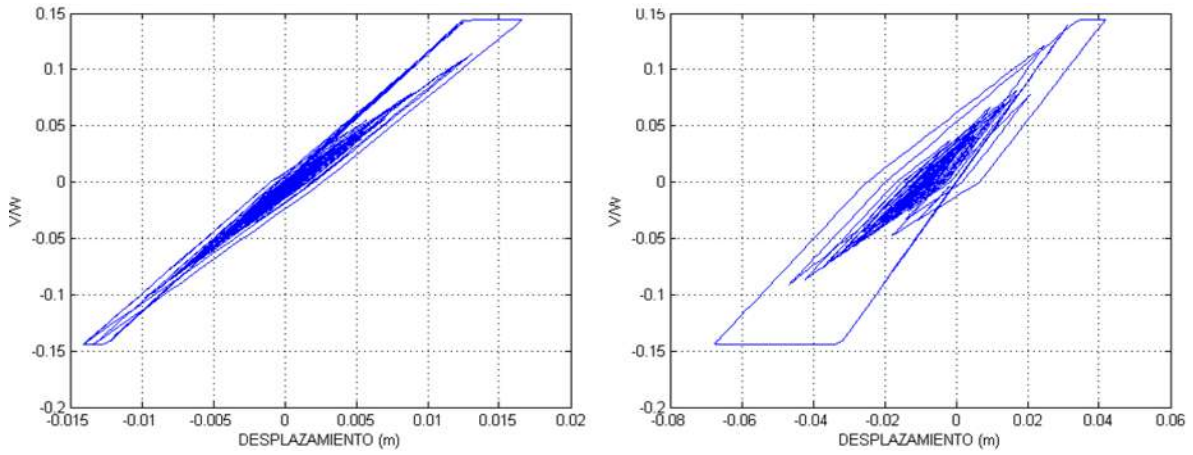


Figura 4.56 Diagramas V-X. ZI (CUMV8509.191\*) T=0.5s, T=0.8s.

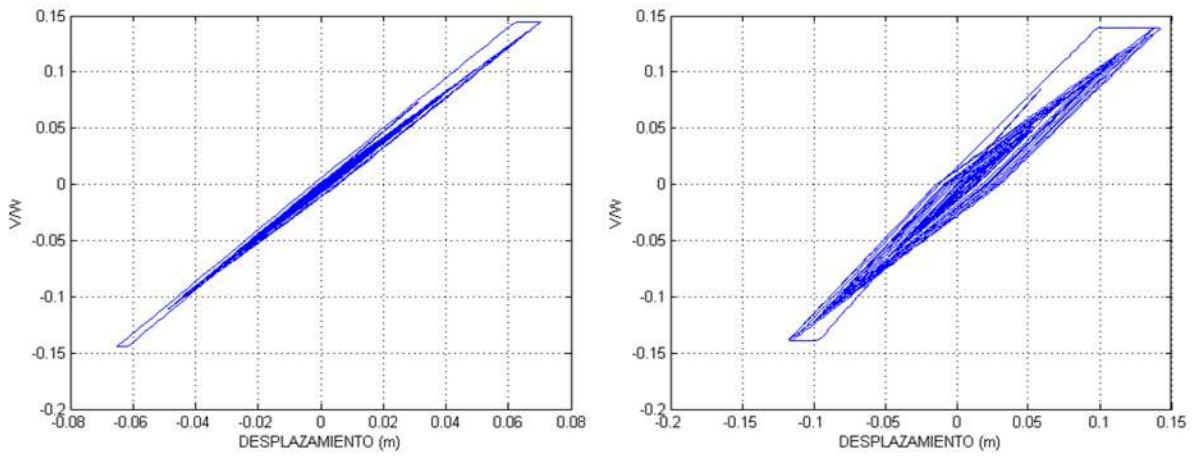


Figura 4.57 Diagramas V-X. ZI (CUMV8509.191\*) T=1.1s, T=1.4s.

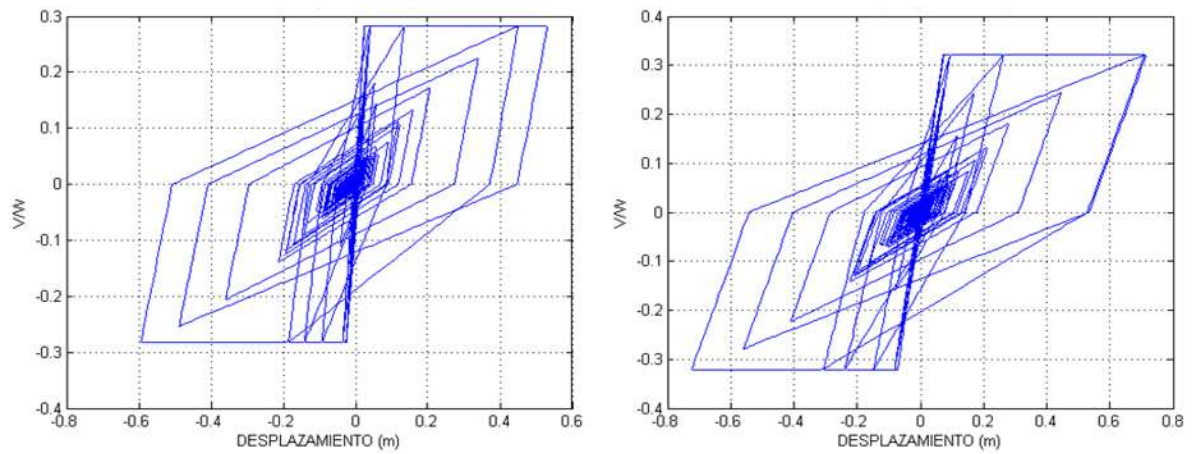


Figura 4.58 Diagramas V-X. ZIIIc (SCT18509.191\*) T=0.5s, T=0.8s.

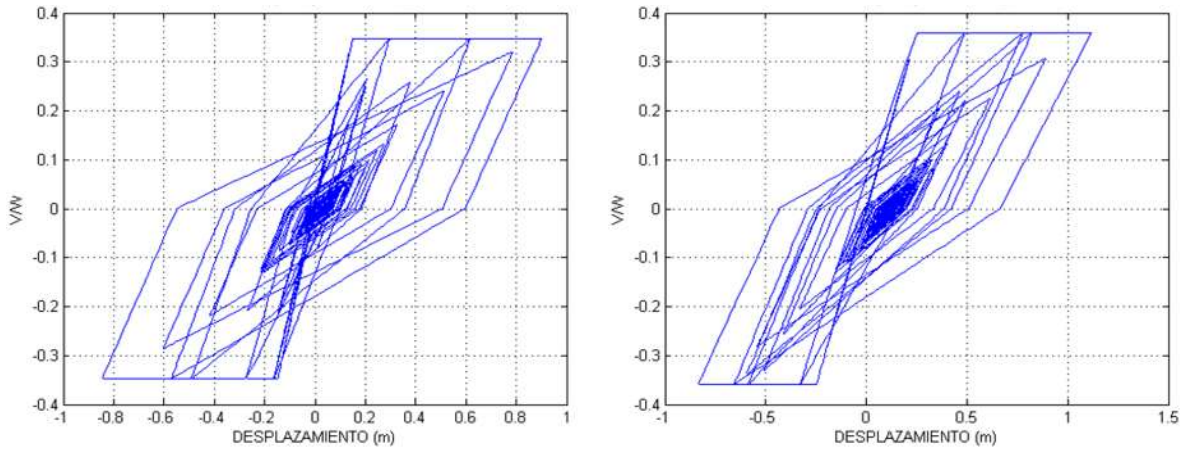


Figura 4.59 Diagramas V-X. ZIIIc (SCT18509.191\*) T=1.1s, T=1.4s.

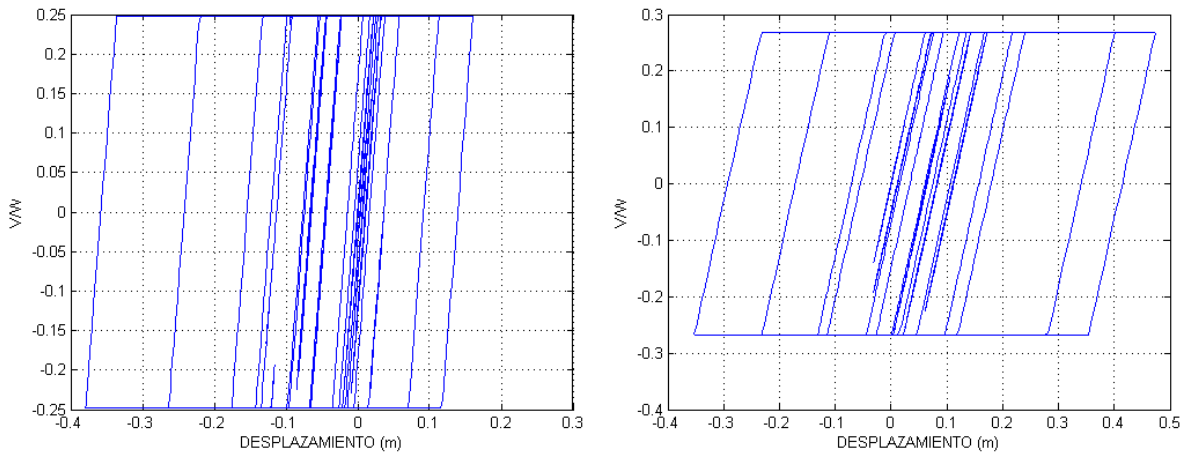


Figura 4.60 Diagramas V-X. ZIII d (SCT18509.191\*) T=0.5s, T=0.8s.

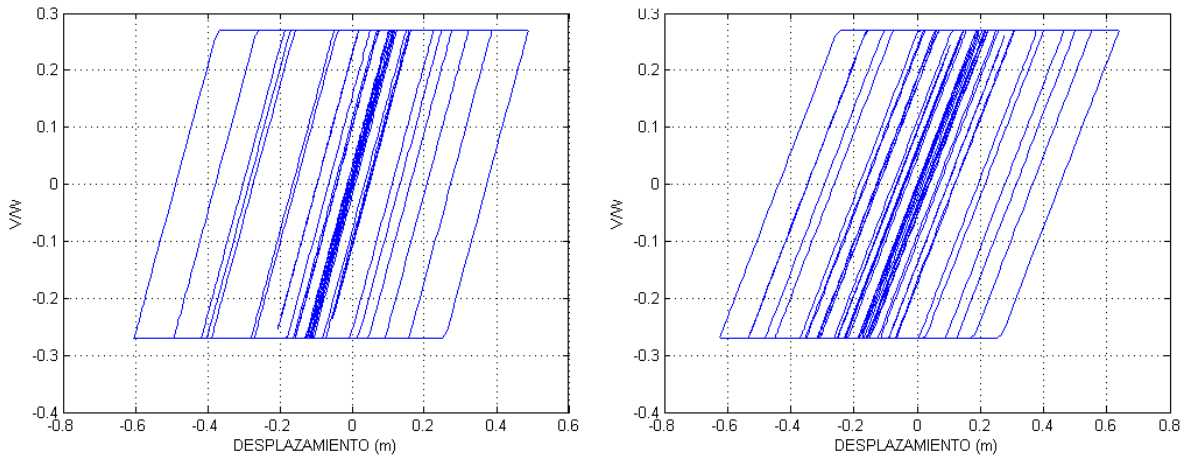


Figura 4.61 Diagramas V-X. ZIII d (SCT18509.191\*) T=1.1s, T=1.4.



### ***Comentarios – Ciudad de México***

Como se muestra en la tabla 4.7, la mayoría de los sistemas alcanzaron la fluencia, sin embargo para los registros de CUMV8509.191 y SXVI8509.191 (terrenos firme y de transición respectivamente) no se presentó ningún factor de ductilidad igual o mayor a 1.5. Por esta razón los desplazamientos observados para las resistencias asociadas a ZI y ZII en las figuras 4.53a y 4.53b son muy pequeños en comparación con el resto de los desplazamientos. Para todas los sistemas de la zona III la demanda de desplazamiento se incrementa conforme aumenta el periodo, teniendo la respuesta máxima en el periodo  $T=1.4$  s. A diferencia de los resultados obtenidos con los registros sin escalar, los desplazamientos significativos en los sistemas sometidos a registros de suelo blando se presentan para todos los periodos (lo mismo se observó con el modelo de concreto presforzado), no sólo en  $T=1.4$ s. Esto sugiere que la respuesta inelástica de sistemas estructurales en suelos blando es sensible a la magnitud de las aceleraciones de la señal sísmica, en mayor medida que la de los sistemas en terreno firme.

En cuanto a la respuesta obtenida con el modelo elastoplástico, con excepción de las resistencias ZI y ZII, todos los desplazamientos fueron menores a los obtenidos con el modelo de Clough.

## Capítulo 5. Análisis de Columnas

En el diseño por sismo, una consideración de importancia, es la necesidad de tener una estructura capaz de deformarse de manera dúctil cuando se sujeta a varios ciclos de carga lateral que llevan a la estructura al intervalo inelástico de fuerzas y deformaciones.

Un concepto fundamental para estudiar la ductilidad de los elementos estructurales, es la longitud de articulación plástica. Para explicar de forma breve el concepto de articulación plástica, se puede observar el comportamiento no lineal en la respuesta de un oscilador de un solo grado de libertad sometido a una señal sísmica. Tal oscilador, tendrá una respuesta elástica mientras las solicitudes inerciales no excedan el límite elástico. Mientras el comportamiento es elástico la energía potencial almacenada en la deflexión máxima se convierte en energía cinética cuando la masa vuelve a la posición cero. Si el oscilador no es suficientemente fuerte para transmitir la carga de inercia de repuesta totalmente elástica, se desarrolla entonces un articulación plástica; esta disipa energía cinética convertida en calor, ruido y otras formas irreversibles de energía. La articulación plástica se desarrolla sólo en una porción de la longitud total del elemento. En la figura se muestra la deformación inelástica de una columna en un puente.

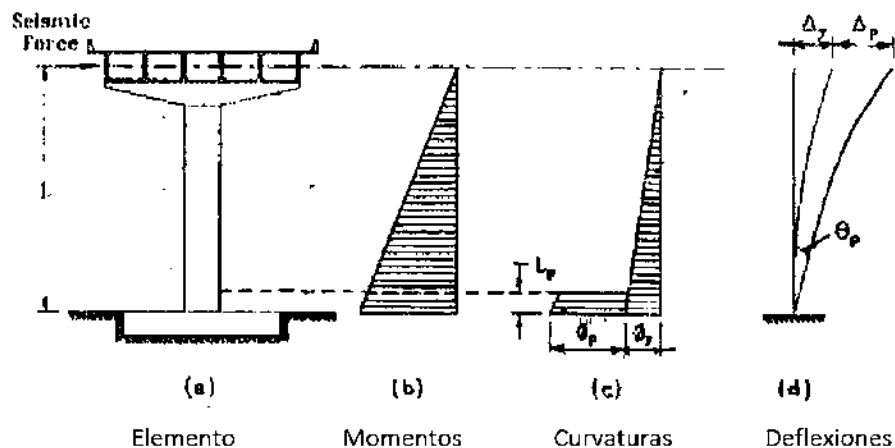


Figura 5.1 Deformación inelástica de una columna

En la figura 5.1c se muestra una simplificación del perfil exacto de curvaturas incluyendo las plásticas. En base al perfil exacto de curvaturas para diferentes secciones de una columna a lo largo de esta fue que Priestley y Park propusieron calcular el desplazamiento

en la parte superior de la columna, integrando el perfil de curvaturas, como se muestra en la ecuación 5.1.

$$\Delta = \int_0^L \varphi(x) x dx \quad (5.1)$$

Esto se puede simplificar considerando una porción del elemento sujeto a curvaturas elásticas y otra a curvaturas plásticas, como se muestra en la figura 5.1c. Teniendo así dos áreas regulares para representar el área bajo el perfil de curvaturas.

### 5.1 Cálculo de la longitud de articulación plástica

La longitud de articulación plástica analítica en columnas, se considera como la longitud equivalente de la columna a lo largo de la cual se asume que la curvatura plástica es constante, con el fin de estimar la rotación plástica. El desplazamiento plástico de un miembro equivalente a partir del punto de momento máximo y hasta el punto de contraflexión (el punto donde no existe flexión) debe ser determinado con base en la rotación plástica.

La longitud de articulación plástica en columnas de concreto reforzado en puentes ha sido estudiada por numerosos investigadores, por lo que existen varias expresiones propuestas para calcularla. La mayoría de estas expresiones se obtuvieron a partir de las observaciones hechas en pruebas experimentales. Priestley y Park (1987) propusieron una fórmula general para calcular la longitud de articulación plástica en columnas, basados en resultados experimentales,

$$L_{ap} = C_1 L + C_2 d_b + C_3 D \quad (5.2)$$

Donde  $L$  es la distancia desde el punto de contraflexión de la columna hasta la sección de momento máximo,  $d_b$  es el diámetro de la barra longitudinal,  $D$  es el peralte total (o diámetro para secciones circulares) y  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$  son constantes determinadas a partir de la distribución de la curvatura a lo largo de la longitud de la columna. Los valores encontrados de las constantes (MPa) fueron 0.08, 0.88 y 0, respectivamente. Se encontró buena correlación entre los resultados analíticos y los experimentales usando usando la fórmula de Priestley y Park, tanto en las pruebas realizadas por ellos como en las realizadas en otros estudios (Gill et al. 1982, Potangaroa et al. 1981, Mander et al. 1984, entre otros). La longitud promedio observada en las pruebas fue igual a  $0.5D$ . No se encontró relación entre la longitud de articulación plástica y el esfuerzo de fluencia o los porcentajes de carga axial y refuerzo longitudinal. Más tarde Paulay y Priestley

propusieron una modificación a esta fórmula, para considerar el efecto de refuerzo longitudinal con diferentes niveles de resistencia; para la articulación plástica en la base de una columna en cantiliver (Alemdar, 2010).

Esta última expresión se presenta más adelante y es la que recomienda Caltrans, también es la que se usa en este trabajo. Blakeley (1971) propuso determinar de manera tentativa la articulación plástica en elementos presforzados sin refuerzo longitudinal, como  $0.5D$  al no contar con estudios previos acerca de la misma en elementos presforzados. La expresión propuesta por Paulay y Priestley es válida para elementos presforzados que cuenten con refuerzo longitudinal; tal es el caso de los elementos analizados en este trabajo.

## **5.2 Requerimientos de flexión para articulaciones plásticas**

La resistencia a la flexión requerida y la ductilidad en las regiones de articulaciones plásticas están interrelacionadas. La mayoría de los códigos de diseño sísmico tratan esta interacción implícitamente, a través de los niveles de fuerza elástica calculados a partir del espectro de respuesta con el 5% de amortiguamiento. El diseño por resistencia a estos niveles de fuerza está acompañado de los requerimientos para refuerzo transversal en las regiones de articulaciones plásticas, las mismas aseguran que el nivel de ductilidad producido por los factores de reducción de fuerzas esté disponible. Este método es muy simple y es el apropiado para estructuras regulares, tales como puentes uniformes apoyados en pórticos empotrados en las bases. Básicamente es un diseño basado en fuerzas, ya que los desplazamientos no se calculan en la etapa inicial de diseño (Morán, 2009).

Como se señala en el capítulo de introducción de este trabajo, proveer del armado y detallado necesario, como traslapes y anclajes adecuados; es de vital importancia para el buen comportamiento de una columna bajo acciones sísmicas. Las articulaciones plásticas se forman en los puntos de mayor esfuerzo en un elemento, en el caso de las pilas de puentes, los momentos máximos se producen en la base.

## **5.3 Diseño sísmico de columnas para puentes**

### **5.3.1 Criterio de desempeño**

De acuerdo al criterio de diseño sísmico (Caltrans, 2013), el criterio de desempeño de pilas formadas por una sola columna se define como,

$$d_D < d_C \quad (5.3)$$

Donde  $d_D$  y  $d_C$  son la demanda de desplazamiento y la capacidad de desplazamiento de la columna, respectivamente.

### 5.3.2 Capacidad de desplazamiento

La capacidad de desplazamiento de la columna,  $d_C$ , se obtiene como sigue,

$$d_C = d_y + d_p \quad (5.4)$$

Donde  $d_y$  y  $d_p$  son la capacidad de los desplazamientos de fluencia y el plástico, respectivamente. Estos se calculan con las siguientes ecuaciones; mismas que representan el área bajo la distribución de curvatura.

$$d_y = \frac{L^2}{3} \cdot \varphi_Y \quad (5.5)$$

$$d_p = \theta_p \cdot \left( L - \frac{L_{ap}}{2} \right) \quad (5.6)$$

$$\theta_p = L_{ap} \cdot (\varphi_u - \varphi_y) \quad (5.7)$$

Donde  $L$  es la altura de la columna,  $L_{ap}$  es la longitud de articulación plástica,  $\theta_p$  es la capacidad de curvatura plástica, y  $\varphi_y$  y  $\varphi_u$  con la curvatura de fluencia y la curvatura última, respectivamente, obtenidas a partir de un análisis momento-curvatura. Como se puede observar en estas expresiones, se asume un punto de concentración para la articulación plástica, y este punto se encuentra ubicado en la mitad de la longitud de articulación plástica. La longitud de articulación plástica  $L_{ap}$ , se calcula con la ecuación propuesta por Priestley et al. (1996).

$$L_{ap} = 0.08L + 0.022f_y D_{bl} \geq 0.044f_y D_{bl} \quad (\text{MPa}) \quad (5.8)$$

Donde  $f_y$  y  $D_{bl}$  son el esfuerzo de fluencia y el diámetro del acero de refuerzo longitudinal, respectivamente.

### **5.3.3 Demanda de desplazamiento**

Park y Paulay (1983) enfatizan que la ductilidad está asociada con las deformaciones plásticas, por lo que está asociada con el daño estructural permanente. De acuerdo a Caltrans, la demanda de desplazamiento  $d_D$  para la columna de un puente con un periodo fundamental entre rango de 0.7 s y 3 s se estima a partir de un espectro de repuesta elástico lineal, basados en la regla de igual desplazamiento para un sistema de un solo grado de libertad. Las demandas de ductilidad no exceden 4 para sistemas de pilas con una sola columna empotrada en la base.

Sin embargo, una evaluación exacta de la demanda de ductilidad en los casos importantes puede requerir análisis dinámicos no lineales de la estructura bajo la acción de sismos importantes. Tal es el enfoque de los análisis de las columnas del viaducto, la demanda de desplazamiento se calcula mediante un análisis dinámico.

## **5.4 Análisis del comportamiento sísmico de las columnas A10 y A16 del viaducto Bicentenario**

Esta sección comprende la evaluación del comportamiento sísmico de las columnas A10 y A16 del viaducto del periférico ubicado en la Ciudad de México; con base en el criterio de desempeño sísmico de Caltrans presentado. Se calculó la demanda de ductilidad mediante un análisis dinámico no lineal, empleando los modelos de concreto presforzado y reforzado descritos en los capítulos 3 y 4. Se calcularon las características de ductilidad de las secciones mediante un análisis momento-curvatura para conocer las ductilidades de cada sección, con el fin de evaluar su comportamiento sísmico. Los análisis momento-curvatura de las columnas se obtuvieron con el programa MCCOL, escrito en MATLAB como parte de este trabajo.

### **5.4.1 Descripción de los tramos y elementos de estudio**

Los sitios en donde se localizan las columnas estudiadas son dos y se localizan en el periférico, al sur-poniente de la ciudad de México. Su ubicación se muestra en la figura 5.2. La información al respecto a las secciones fue tomada del trabajo “Estudio de los aspectos más importantes en el análisis de la respuesta dinámica en puentes urbanos” (Bennets Toledo, 2005).

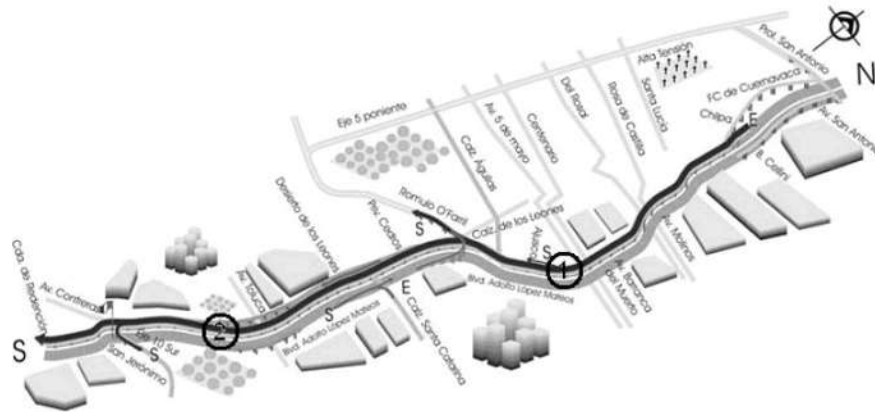


Figura 5.2 Ubicación de los sitios de estudio (Bennets Toledo, 2005)

Las características estratigráficas de esta zona son esencialmente depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, los materiales compresibles se extienden a profundidades máximas de veinte metros aproximadamente. Ubicando los dos sitios de estudio en el plano de zonificación geotécnica de la ciudad de México, éstos se encuentran en Zona I. Cabe destacar que ambos tramos comprenden el sistema estructural que predomina a lo largo de toda la obra, además de ser de los más elevados. La unión entre las vigas con voladizos y las columnas fue concebida para formar un marco rígido en el sentido longitudinal. En la figura 5.3 (Bennets Toledo, 2005) se muestra la vista en elevación de las columnas y calzada, así como fotografías de los tramos estudiados.

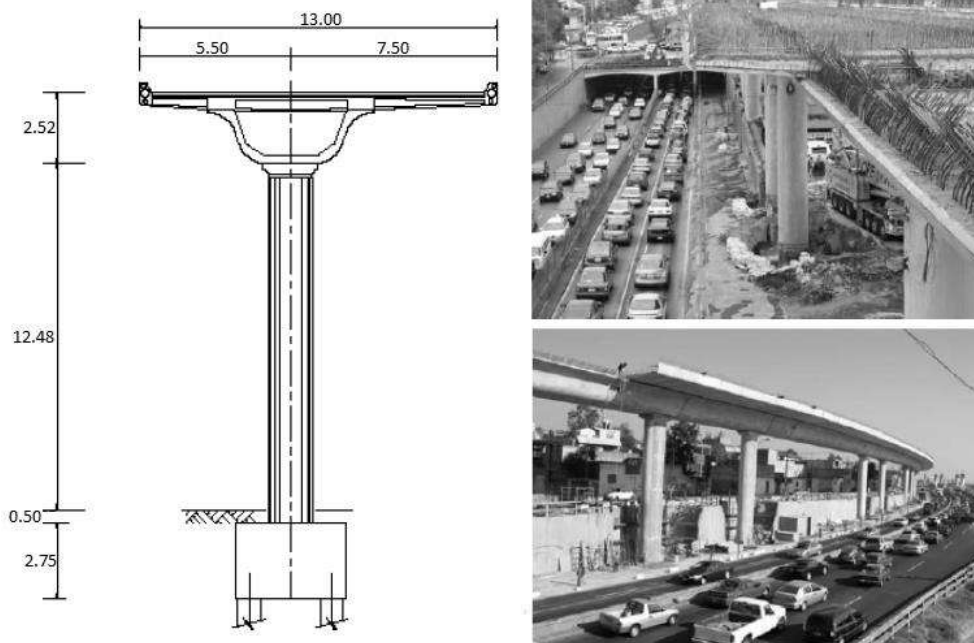


Figura 5.3 Elevación de columnas y calzada (metros). Fotografías de los tramos en estudio.

Se analizan dos columnas, una con sección transversal oblonga 2.40 m x 1.80 m, y una sección transversal circular de 1.80 m de diámetro, denominadas A10 y A16, respectivamente. Estas se muestran en las figura 5.4.

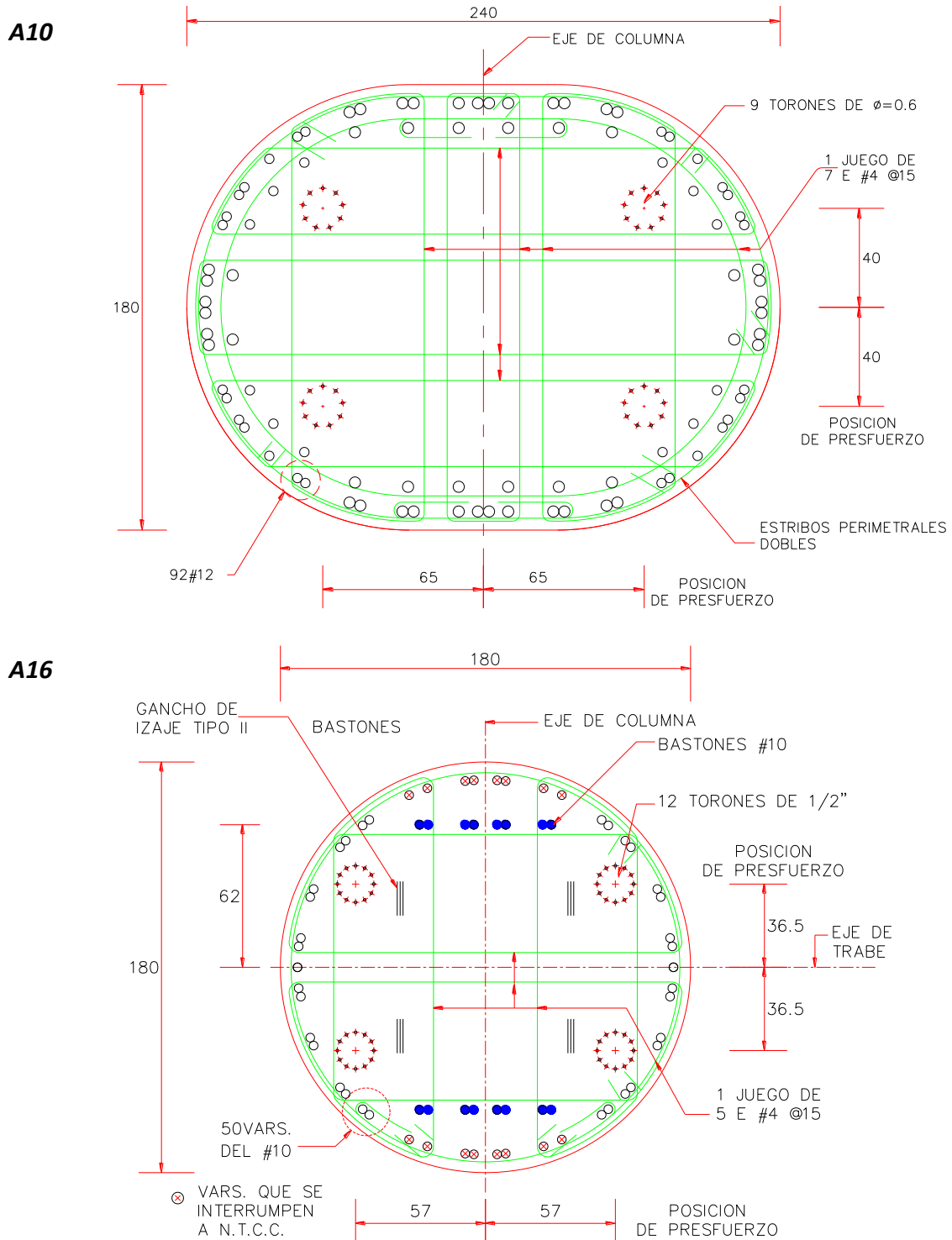


Figura 5.4 Secciones transversales de las columnas A10 y A16. Dimensiones en cm.



Las columnas de sección oblonga se colocaron de tal forma que el diámetro mayor de la columna es paralelo al sentido longitudinal del puente. El eje de la trabe cajón se muestra en la sección circular. Los periodos de vibrar de las columnas  $T=0.78$  s y  $T=0.90$  s se obtuvieron del estudio realizado por el Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México “Determinación experimental de parámetros estructurales de dos tramos típicos del segundo piso del periférico”. Estos se determinaron a partir de pruebas de vibración ambiental, con la ayuda de acelerómetros colocados en la estructura durante distintas pruebas de carga monotónicas y dinámicas.

**Tabla 5.1** Propiedades del concreto, acero y carga axial en las secciones A10 y A16.

Esfuerzo de fluencia de barras longitudinales	4,577 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de fluencia de estribos	4,609 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	2,000,000 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo	19,000,000 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo último del acero de presfuerzo	19,000 kg/cm <sup>2</sup>
f'c concreto	400 kg/cm <sup>2</sup>
Carga axial	384,000 kg

**Tabla 5.2** Constantes Para el modelo del concreto confinado de Campione-Fossetti y para la función modificada de Ramberg-Osgood (Mattock) para el acero de presfuerzo.

Modelo	Constantes		
	A	B	C
Campione-Fossetti (A10)	4.1	1	-
Mattock (A10 y A16)	0.0151	110.8	8.449

El acero de presfuerzo es de grado 270 de baja relajación, los valores de las constantes de Ramberg-Osgood se pueden encontrar en la tabla 2.2. Los valores de las constantes para el modelo de Campione-Fossetti se pueden encontrar en la tabla 2.1.

#### 5.4.2 Obtención de la Demanda de desplazamiento

La demanda de desplazamiento se obtuvo de un análisis dinámico no lineal empleando el modelo modificado de Blakeley como modelo histerético para las columnas en estudio. Para cada columna se hicieron dos análisis, uno para el periodo  $T=0.78$  s y otro para el periodo  $T=0.90$  s.

### 5.4.2.1 Registros

El tramo que comprende el segundo piso del periférico está ubicado en la zona 1, de acuerdo a lo señalado en las NTC-2, por lo que el registro correspondiente es el de CU, este registro se utilizó en los análisis. En una zona pasa muy cerca y probablemente dentro de la zona II, por este motivo y para abarcar los escenarios sísmicos probables; se utilizó también el registro de VIVE. Con fines de observar el comportamiento de las columnas estudiadas si estas estuvieran en la zona del lago, también se incluyó el registro de sct en loa análisis. Se usaron los registros originales y escalados en todos los casos.

### 5.4.3 Criterio de falla

Para determinar el estado último de resistencia en la relación momento-curvatura, es necesario considerar los modos de falla de la sección. Existen diferentes tipos de falla que se pueden presentar en columnas, si una columna cumple los requisitos tanto en lo relativo a los factores de seguridad como al detallado del refuerzo, se puede descartar que en la columna se presentarán las fallas asociadas a las producidas por los efectos de la fuerza cortante y pérdida de adherencia y anclaje. Así, la capacidad de deformación está acotada por las posibilidades de falla de flexocompresión y tensión en las zonas críticas de la sección. Estas posibilidades de falla son: a) pandeo del refuerzo longitudinal, b) fractura del refuerzo longitudinal c) aplastamiento del núcleo d) ruptura del estribo. En este trabajo se consideran las posibilidades de falla a, b, y c. La que ocurra primero define el estado último de resistencia en el análisis momento – curvatura.

*Pandeo del refuerzo longitudinal:*

Para identificar el momento en el que se inicia al pandeo del refuerzo longitudinal en una columna sometida a acciones sísmicas se hace uso de la expresión propuesta por Torres et al. (2013). En ella se relaciona el pandeo que puede ocurrir en la barra entre los puntos restringidos por los estribos, con una deformación asociada al mismo, definida como  $\varepsilon_p^*$ ,

$$\varepsilon_p^* = \frac{11 - \frac{5}{4} \frac{s}{D_{bl}}}{100} \leq \frac{\varepsilon_{su}}{2} \quad (5.9)$$

De acuerdo con las observaciones experimentales o en terremotos, las barras que pueden llegar a presentar pandeo son las barras de los extremos de la columna, por esta razón la revisión de pandeo en el análisis se hace en la barra más crítica a compresión.

#### Fractura del refuerzo longitudinal:

Esta ocurre una vez que se alcanza la deformación última  $\epsilon_{su}$  a tensión del refuerzo longitudinal. Esto puede ocurrir en las barras más críticas a tensión, y si se continuara el diagrama M-C más allá de la falla, se vería reflejado como una caída súbita de la capacidad del momento resistente.

#### Aplastamiento del núcleo de concreto:

Existen diversos criterios para identificar la falla a compresión del concreto confinado en los elementos de concreto reforzado, en este trabajo se usa la expresión propuesta por Priestley et al.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (5.10)$$

Donde  $\rho_s$  es el índice volumétrico del refuerzo transversal (en columnas rectangulares  $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ ). Esta expresión resulta conservadora al menos en un 50% cuando se trata de secciones sometidas a flexión o a flexocompresión (Akkari, 2000).

#### 5.4.4 Análisis, columna circular A16

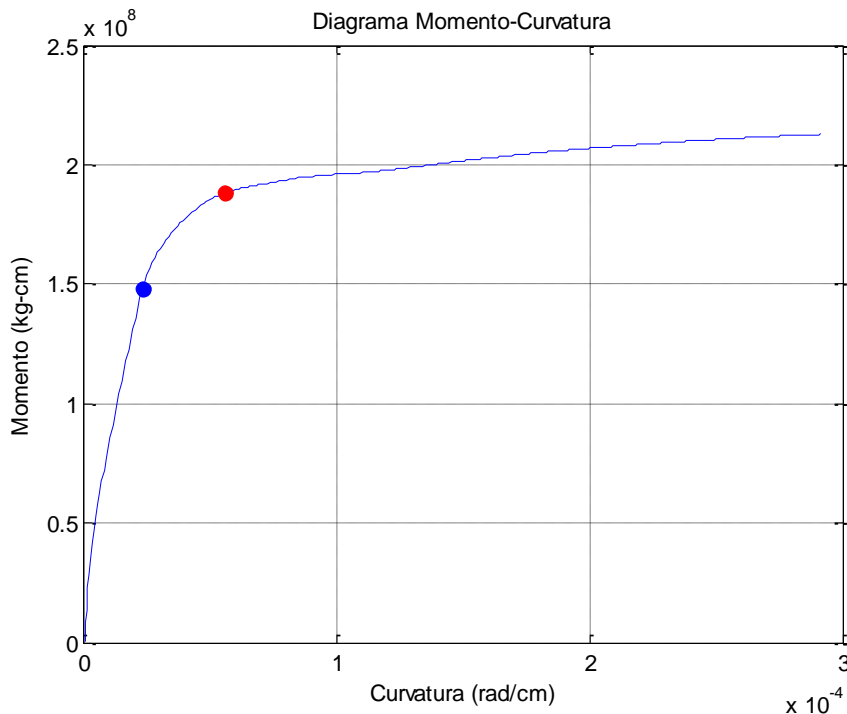


Figura 5.5 Diagrama Momento-Curvatura de la columna A16. (MCCOL)

El tipo de falla en la columna corresponde al aplastamiento del núcleo de concreto confinado. En la tabla 5.3, los subíndices  $n$  y  $u$  corresponden al momento resistente nominal para una deformación de 0.003 en la fibra extrema a compresión, y al momento resistente justo antes de la falla (el último punto de la curva M-C), respectivamente.

**Tabla 5.3** Propiedades de la columna A16, desplazamientos en  $m$ , curvaturas en  $rad/m$ , momentos en  $T \cdot m$ .

$L$	$L_{ap}$	$M_{agr}$	$M_y$	$M_n$	$M_u$	$\varphi_y$	$\varphi_n$	$\varphi_u$
14.18	1.44	488	1480	1880	2130	0.0022	0.0056	0.0290
$d_y$	$d_n$	$d_p=d_u$	$d_c$					
0.153	0.217	0.521	0.674					

#### 5.4.4.1 Análisis dinámico

En las figuras 5.6 a 5.13 se muestran los diagramas fuerza-desplazamiento (V-X) y la historia de desplazamientos en el tiempo (HDT) obtenidos para los registros, y periodos señalados.

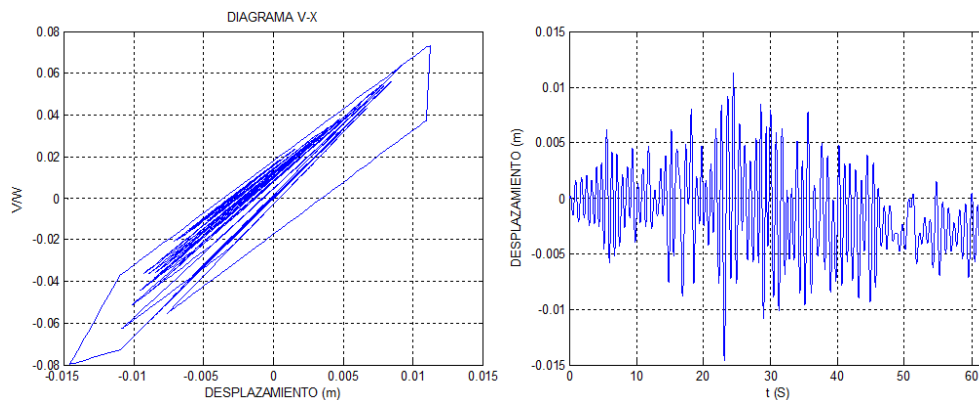


Figura 5.6 Columna A16,  $T=0.78$  s, Registro: DF (CUMV8509.191) V-X, HDT

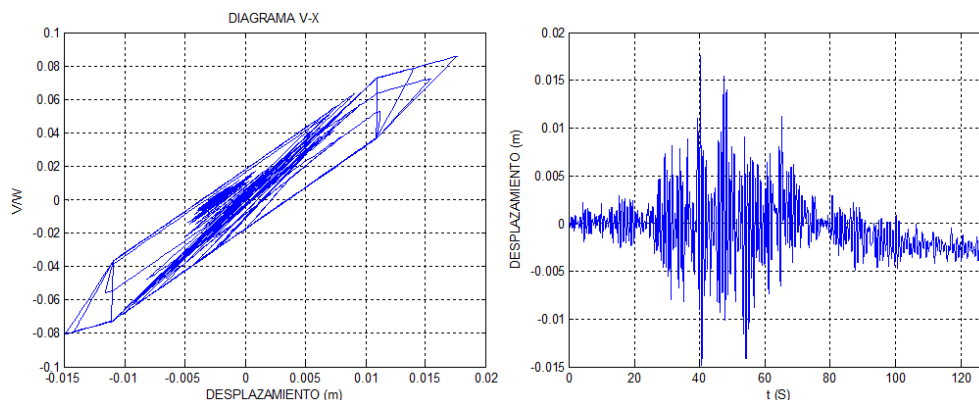


Figura 5.7 Columna A16,  $T=0.78$  s, Registro: DF (SXVI8509.191) V-X, HDT

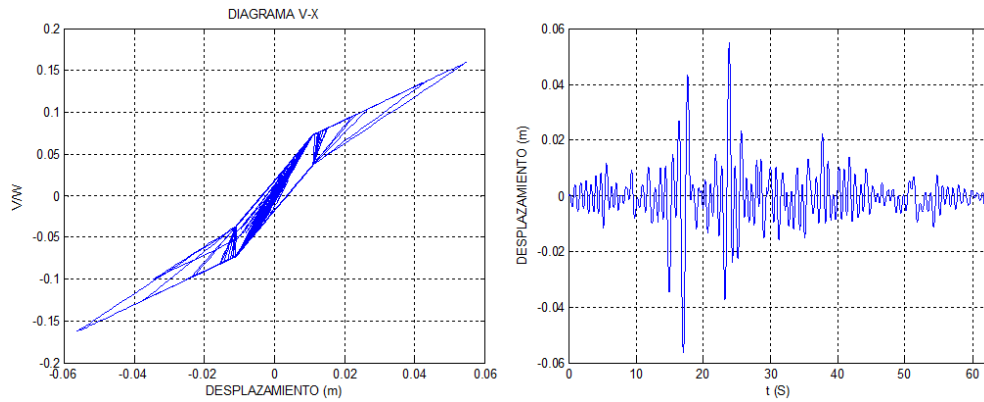


Figura 5.8 Columna A16, T=0.78 s, Registro: DF (CUMV8509.191\*) V-X, HDT

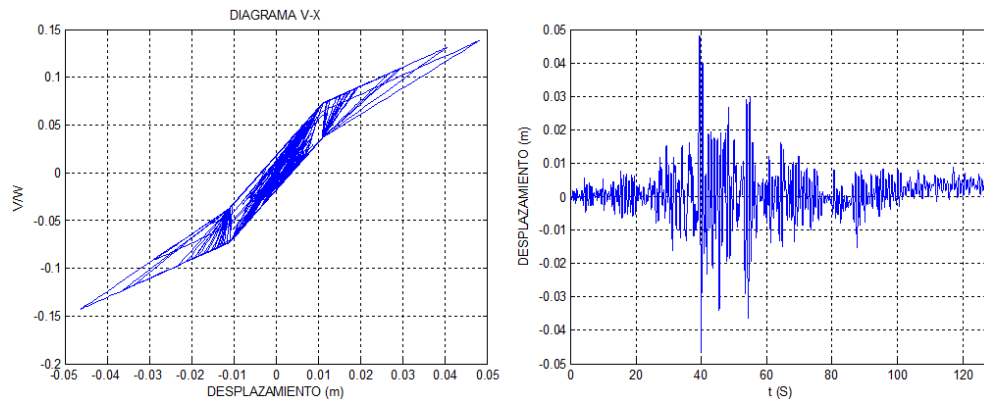


Figura 5.9 Columna A16, T=0.78 s, Registro: DF (SXVI8509.191\*) V-X, HDT

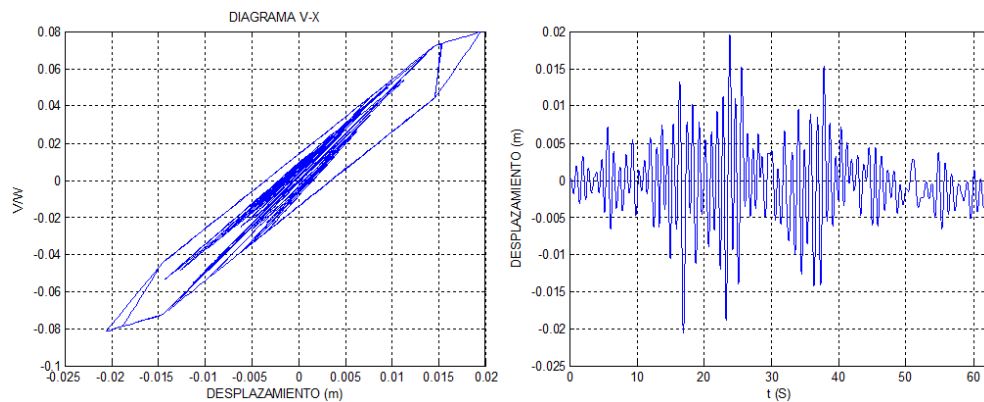


Figura 5.10 Columna A16, T=0.9 s, Registro: DF (CUMV8509.191) V-X, HDT

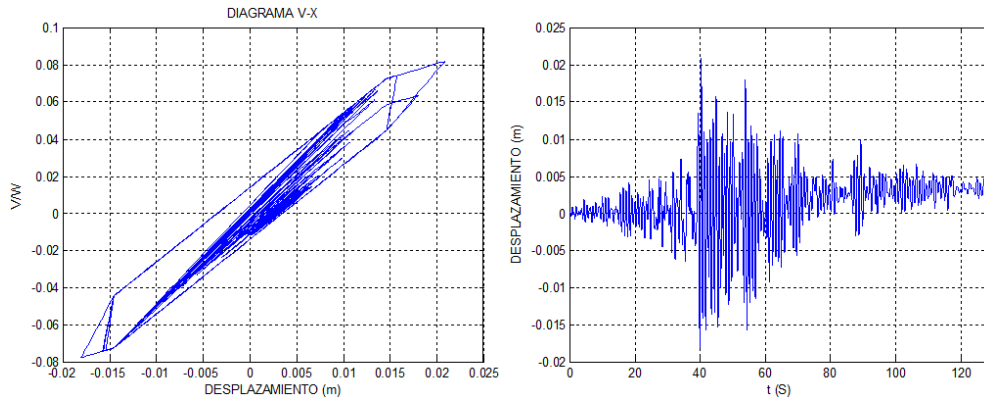


Figura 5.11 Columna A16,  $T=0.9$  s, Registro: DF (SXVI8509.191) V-X, HDT

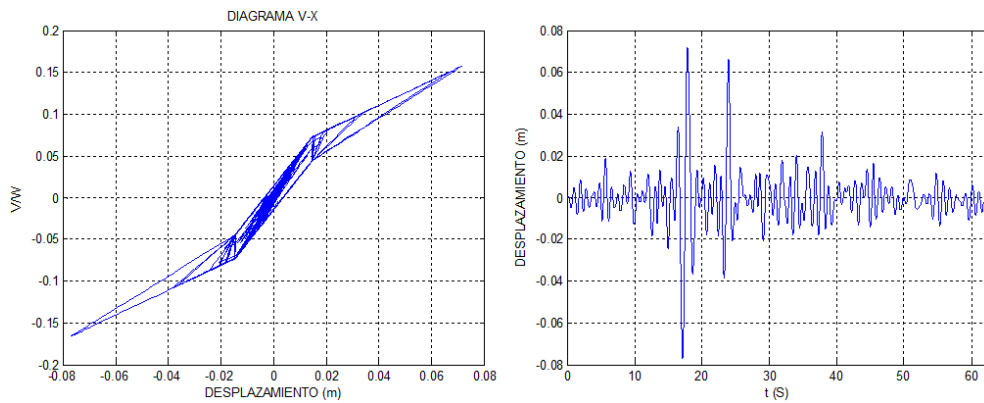


Figura 5.12 Columna A16,  $T=0.9$  s, Registro: DF (CUMV8509.191\*) V-X, HDT

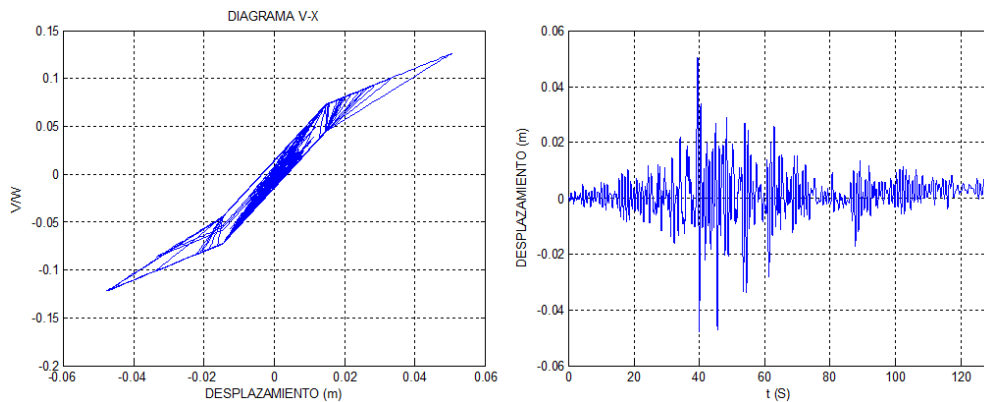


Figura 5.13 Columna A16,  $T=0.9$  s, Registro: DF (SXVI8509.191\*) V-X, HDT

Como se observa en las figuras 5.6 a 5.13, para los registros originales, así como para los escalados; la columna A16 no alcanza la fluencia, por lo que no se desarrolla ninguna demanda de ductilidad.

### 5.4.5 Análisis, columna elíptica A10

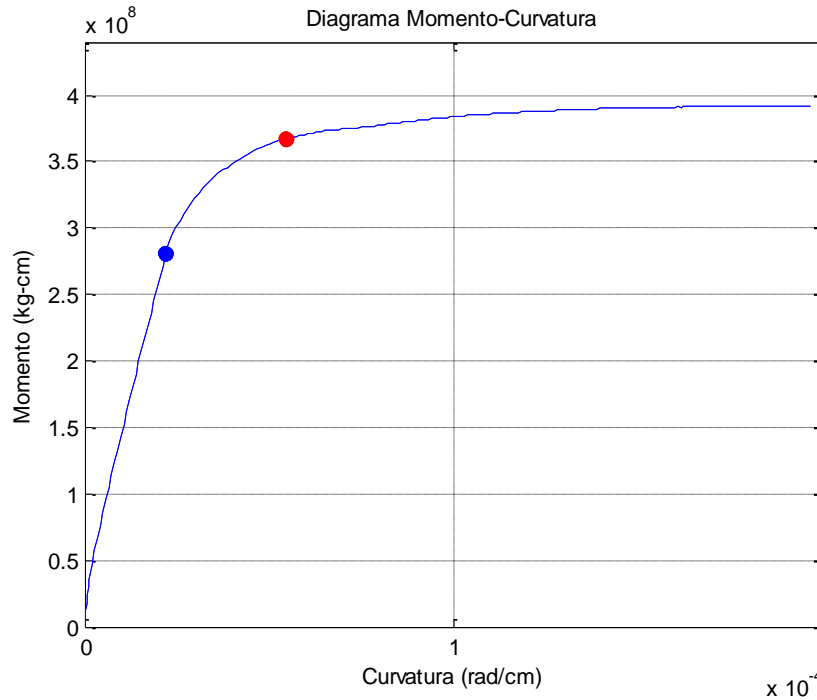


Figura 5.14 Diagrama Momento-Curvatura de la columna A10. (MCCOL)

El tipo de falla en la columna corresponde al aplastamiento del núcleo de concreto confinado. En la tabla 5.4, los subíndices  $n$  y  $u$  corresponden al momento resistente nominal para una deformación de 0.003 en la fibra extrema a compresión, y al momento resistente justo antes de la falla (el último punto de la curva M-C), respectivamente.

**Tabla 5.4** Propiedades de la columna A10, desplazamientos en  $m$ , curvaturas en  $rad/m$ , momentos en  $T \cdot m$ .

$L$	$L_{ap}$	$M_{agr}$	$M_y$	$M_n$	$M_u$	$\varphi_y$	$\varphi_n$	$\varphi_u$
14.18	1.51	659	2810	3670	3910	0.0022	0.0054	0.0196
$d_y$	$d_n$	$d_p$	$d_c$					
0.148	0.214	0.353	0.501					

#### 5.4.5.1 Análisis dinámico

En las figuras 5.15 a 5.22 se muestran los diagramas fuerza-desplazamiento (V-X) y la historia de desplazamientos en el tiempo (HDT) obtenidos para los registros, y periodos señalados.

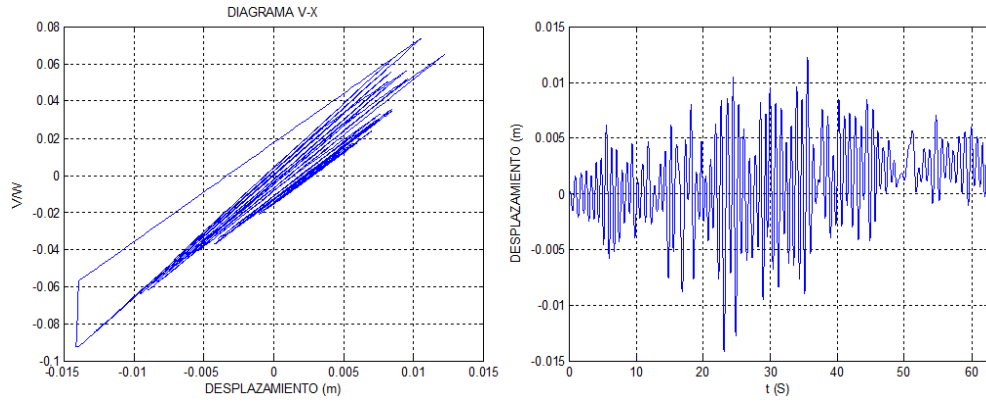


Figura 5.15 Columna A10, T=0.78 s, Registro: DF (CUMV8509.191) V-X, HDT

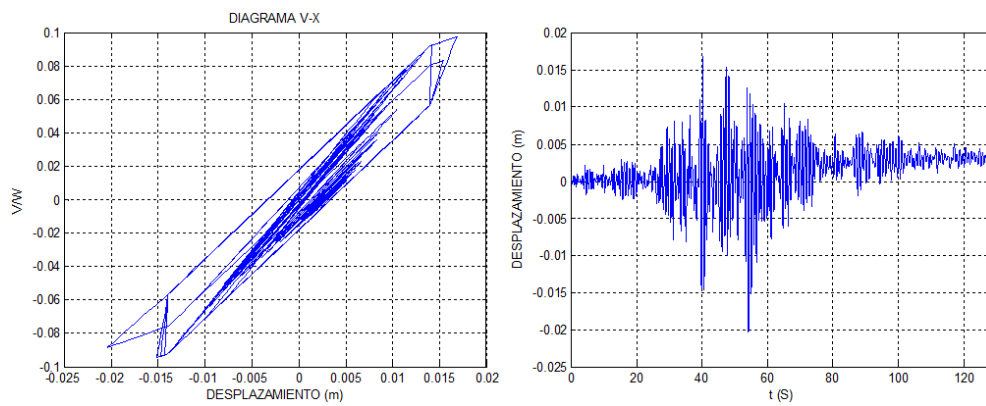


Figura 5.16 Columna A10, T=0.78 s, Registro: DF (SXVI8509.191) V-X, HDT

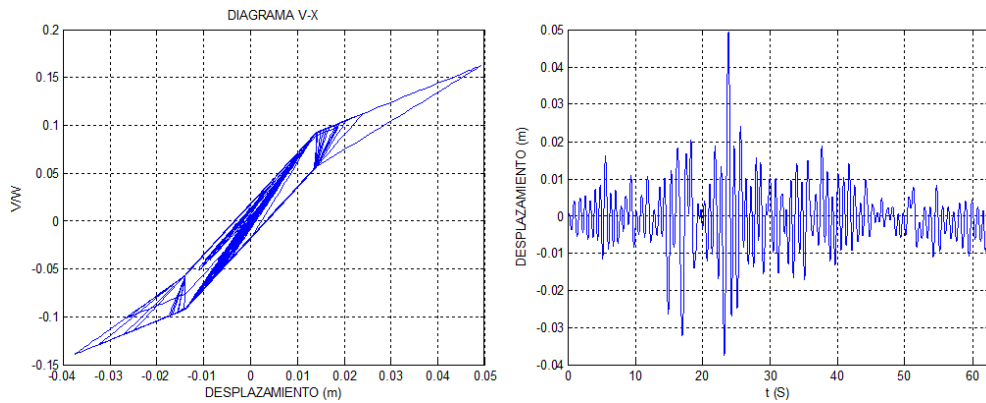


Figura 5.17 Columna A10, T=0.78 s, Registro: DF (CUMV8509.191\*) V-X, HDT



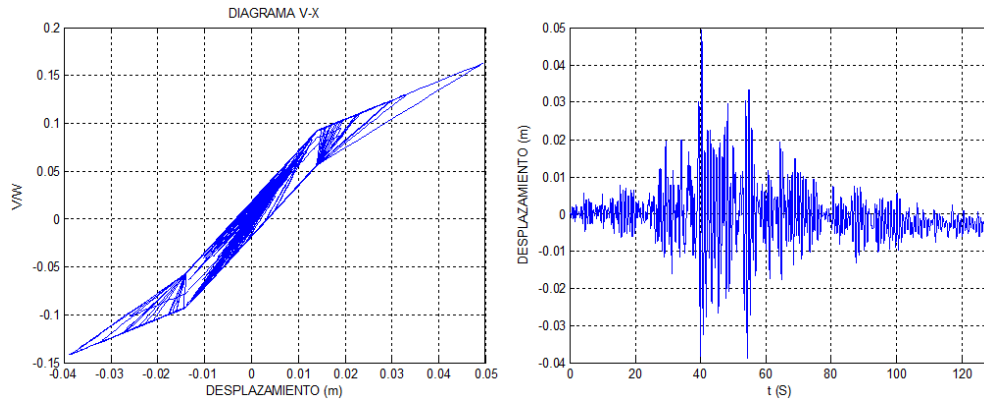


Figura 5.18 Columna A10, T=0.78 s, Registro: DF (SXVI8509.191\*) V-X, HDT

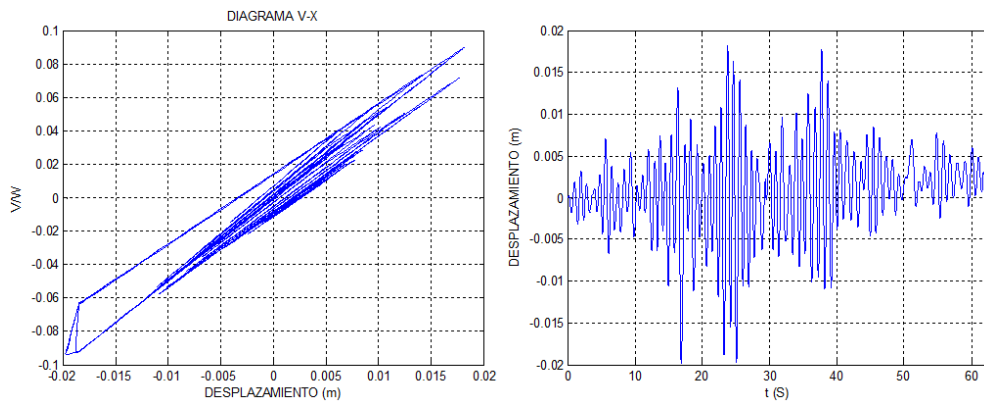


Figura 5.19 Columna A10, T=0.9 s, Registro: DF (CUMV8509.191) V-X, HDT

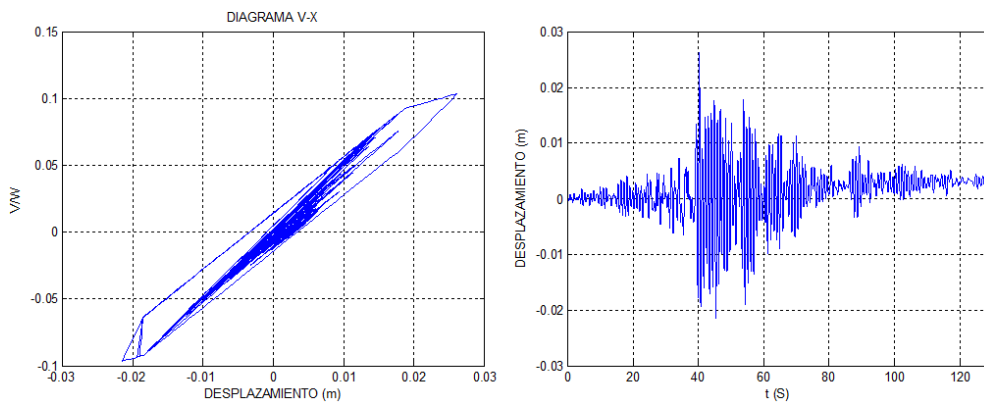


Figura 5.20 Columna A10, T=0.9 s, Registro: DF (SXVI8509.191) V-X, HDT

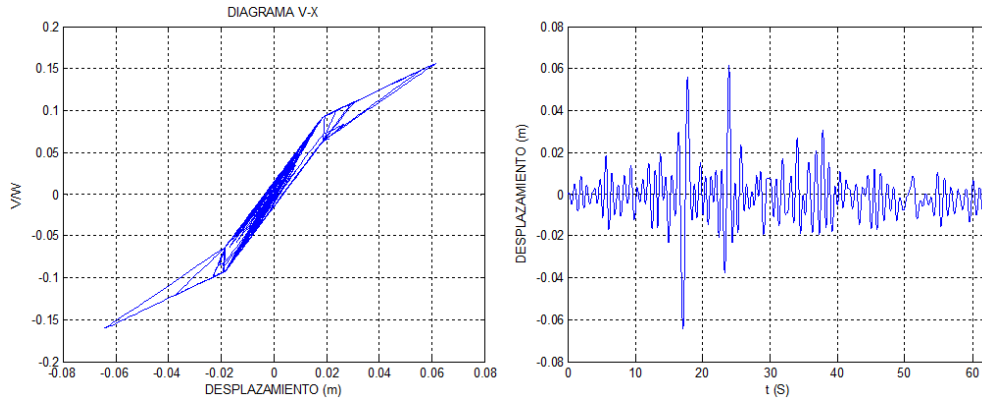


Figura 5.21 Columna A10, T=0.9 s, Registro: DF (CUMV8509.191\*) V-X, HDT

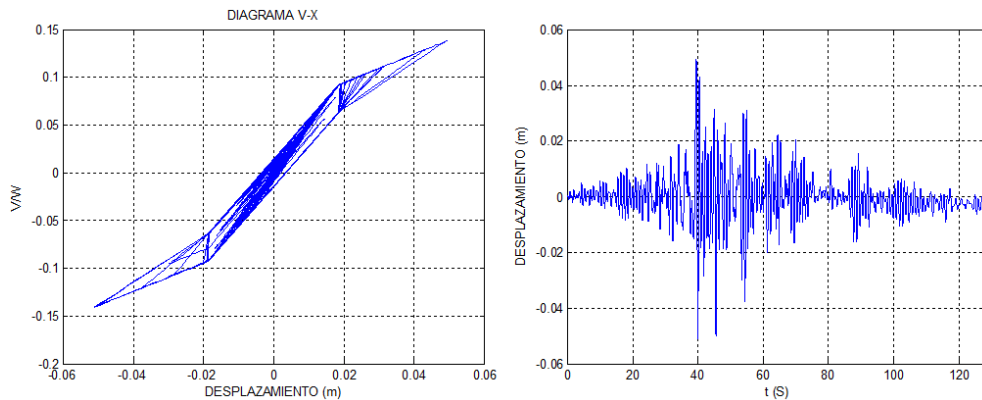


Figura 5.22 Columna A10, T=0.9 s, Registro: DF (SXVI8509.191\*) V-X, HDT

Al igual que para la columna A16, como se observa en las figuras 5.6 a 5.13, para los registros originales, así como para los escalados; la columna A10 no alcanza la fluencia, por lo que no se desarrolla ninguna demanda de ductilidad.

### Observaciones

El estado alcanzado fue el de agrietamiento en todos los casos de análisis. El comportamiento de las columnas se puede considerar como satisfactorio ya que no se presenta daño significativo en las mismas bajo las acciones sísmicas consideradas. El daño que puede existir es el asociado a la disminución de la rigidez una vez agrietada la sección. En cuanto a la capacidad de desplazamiento calculada de acuerdo a la ecuación 5.4, en la columna circular se tiene una capacidad significativamente mayor a la de la columna elíptica. Las curvas esfuerzo-deformación del concreto en secciones circulares y elípticas son muy diferentes en la caída de la resistencia a partir del punto  $\epsilon_{cc}, f_{cc}$ ; para secciones

circulares la caída es más gradual, mientras que para secciones elípticas es más pronunciada y con mayor pendiente. Esto repercute de manera importante en la capacidad de ductilidad de la sección, y tiene que ver con la forma en que la presión de confinamiento actúa en ambas secciones. De acuerdo a lo observado con ambos modelos (Mander, Campione-Fossetti) los estribos continuos tienen mayor efecto de confinamiento en secciones circulares y rectangulares que en secciones. Es importante hacer notar que en el caso del modelo esfuerzo-deformación del concreto empleado para las secciones elípticas; no se incorpora el efecto que las ramas de refuerzo transversal interior tienen sobre la resistencia efectiva del núcleo confinado, por lo que en ese sentido, se subestima la capacidad de la sección. Sin embargo aún con la diferencia tanto en resistencia como en ductilidad, la sección elíptica muestra un comportamiento satisfactorio, al igual que la sección circular.

## Capítulo 6. Conclusiones

---

Empleando los modelos histeréticos descritos en este trabajo, y considerando sistemas estructurales de un solo grado de libertad y del tipo péndulo invertido que representan, se encontró lo siguiente:

Las demandas de desplazamiento y ductilidad son similares para sistemas de concreto reforzado y parcialmente presforzado, pero en general los desplazamientos son mayores para sistemas que cuentan con presfuerzo. Dependiendo del criterio empleado para determinar el desplazamiento de fluencia, las demandas de ductilidad pueden ser mayores para los sistemas de concreto parcialmente presforzado, pero con el criterio usado en este trabajo se obtuvieron menores demandas de ductilidad para estos sistemas.

La degradación estructural en sistemas con presfuerzo bajo acciones sísmicas, puede llegar a ser considerablemente mayor a la que se presenta en un sistema de concreto reforzado. En este trabajo se encontró que para las secuencias sísmicas empleadas y los sistemas estudiados los índices de daño locales de los sistemas con presfuerzo son entre 2 y 5 veces los obtenidos para los sistemas de concreto reforzado. Esta diferencia del índice de daño tiende a incrementarse para los periodos pequeños.

En ambos sistemas, las demandas de ductilidad se incrementan de manera significativa para los periodos pequeños para registros de terreno firme, mientras que para el registro de suelo blando en el caso del Distrito Federal, esto ocurre para los periodos largos. Lo anterior sugiere tener especial cuidado en proveer de suficiente ductilidad a los elementos resistentes con periodos cortos ubicados en zonas sísmicas importantes.

Una estimación realista de la demanda de desplazamiento de un sistema de concreto parcialmente presforzado, como los estudiados en este trabajo, mediante un análisis dinámico, depende en gran medida de la correcta consideración del amortiguamiento del sistema, por lo que se debe tener cuidado al elegir el valor del mismo, o se debe implementar un método para calcularlo dentro del análisis.

Los efectos de sitio en suelos blandos generan mayores amplitudes de desplazamiento en sistemas de concreto parcialmente presforzado que en sistemas de concreto reforzado, por lo que resultan más nocivos para los mismos. Ello se debe al comportamiento

histerético en el que resulta el tener una fuerza interna axial de compresión en el elemento.

Para ambos sistemas, se recalca la importancia de considerar el agrietamiento de la sección, ya que ello da una idea más realista del comportamiento dinámico. En el caso de estructuras de concreto parcialmente presforzado y para el modelo empleado, es deseable que las relaciones  $\gamma_{LY}$  sean menores en la medida de lo posible. Ya que se obtuvieron mayores demandas de ductilidad e índices de daño para la relación mayor propuesta en los análisis.

El cálculo de la fuerza horizontal equivalente como se llevó a cabo en este trabajo, es útil para sistemas con presfuerzo, se encontraron desplazamientos similares entre los sistemas de concreto reforzado y parcialmente presforzado, pero se recalca la necesidad de altas capacidades de ductilidad para demandas significativas en los elementos con presfuerzo. Sin embargo, debido a que se consideró una rigidez pos-fluencia nula en ambos sistemas, los desplazamientos obtenidos para los sistemas de concreto reforzado, son conservadores, debido a que en dichos sistemas se presenta la disminución de las demandas de desplazamiento con el incremento de la rigidez pos-fluencia. Debido a que el presfuerzo tiende a disminuir la rigidez pos-fluencia, en general, usarlo resulta en rigideces pos-fluencia menores a las logradas con concreto reforzado, e incrementar el acero de refuerzo repercute en una disminución de la ductilidad, por lo que si se comparan demandas de desplazamientos en sistemas de concreto reforzado con rigidez pos-fluencia mayores a cero, con demandas de sistemas con presfuerzo, la tendencia sería encontrar demandas mayores para estos últimos.

Respecto a los resultados obtenidos con los modelos de Clough Modificado, Blakeley Modificado, y Elastoplástico, y relacionando los periodos predominantes de los sismos y los periodos de vibrar de la estructura:

A partir de los resultados con los registros de Manzanillo, se obtuvo que para periodos de la estructura iguales o mayores al periodo de vibración predominante del sismo un sistema sin degradación de rigidez está sujeto a mayores demandas de desplazamiento que un sistema que presenta degradación de rigidez.

A partir de los resultados con los registros del Distrito Federal, se obtuvo que para periodos de la estructura menores al periodo de vibración predominante del sismo, las estructuras que presentan degradación de rigidez estarán sujetas a mayores demandas de desplazamiento que las que no presentan degradación de la rigidez.

## Referencias bibliográficas

- Takizawa, H., & Jennings, P. C. (1980). Collapse of a model for ductile reinforced concrete frames under extreme earthquake motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Volumen 8, issue 2*, pages 117-144. DOI: 10.1002/eqe.4290080204
- Bernal, D. (1990). P-delta Effects and Instability in the Seismic Response of Buildings. *Report No CE-90-14*, Department of Civil Engineering, Northeastern University, Boston.
- Bernal, D. (1992). Instability of Buildings Subjected to Earthquakes. *Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No 8*, 2239-2260.
- Pekoz, H. A., & Pincheira José A. (2004). Seismic Response of Strength and Stiffness Degrading Single Degree of Freedom Systems. *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*. Paper No. 396.
- Chintanapakdee, C., Jaiyong, A. (2012). Estimation of Peak Roof Displacement of Degrading Structures. *15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*
- Shinozuka Masanobu:  
<https://mceer.buffalo.edu/research/Reconnaissance/kobe1-17-95/summary.asp>
- Irvine Tom:  
<http://www.vibrationdata.com/earthquakes/lomaprieta.htm>
- Yashinsky, M. (1998). The Lomna Prieta, California, earthquake of October 17, 1989-highway systems: U.S. Geological Survey. Professional Paper 1552-B, 191 p.
- Cooper, J. D., Fiedland, I. M., Buckle, I. G., Nimis, R. B., & McMullin, N. (1994). The Northridge Earthquake: Progress Made, Lessons Learned in Seismic-Resistant Bridge Design. *Public Roads Magazine, Vol. 58 No. 1*.
- Blakeley, R.W.G. (1971). Ductility of Prestressed Concrete Frames Under Seismic Loading. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Zatar, W. A., & Mutsuyoshi, H. (2000). Reduced Residual Displacements of Partially Prestressed Concrete Bridge Piers. *12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*.
- Hiber, G. D. (2005), Precast Concrete Pier Systems for Rapid Construction of Bridges in Seismic Regions. University of Washington, WA D.C. USA.

- De Felice, G. (2009). Assessment of the load-carrying capacity of multi-span masonry arch bridges using fibre beam elements. *Engineering Structures*, vol. 31, no. 8, pp. 1634–1647
- Torres Matos, M. A., Rodríguez, M. E., Restrepo, J. I., & Vázquez Díaz, E. (2013). *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Thompson, K. J., & Park, R. (1980). Ductility of Prestressed and Partially Prestressed Concrete Beam Sections. *PCI Journal*, V. 25, No. 2, Mar.-Apr., pp. 46-70.
- BARBAT, A. H. (1998). El riesgo sísmico en el diseño de edificios. (Original no consultado, citado por: BONETT D., R. L. 2003. Capítulo 2. En su : Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Tesis Dr. Barcelona. Universidad Politécnica de Cataluña. Departamento de Ingeniería del terreno, Cartográfica y Geofísica).
- Newmark, N.M. & Rosenblueth, E. (1974). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- Banon, H., & Biggs, J. M. (1981). Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames. *Journal of Structural Division, ASCE*, No. ST9, 107, pp 1713-1729.
- Hasselman, T. K., Eguchi, R. T., & Wiggins, J. H. (1980). Assessment of Damageability for Existing Buildings in a Natural Hazards Environment. *Vol.I, Technical Report No. 80-1332-1*, J. H. Wiggins Company, Redondo Beach, CA, 90277, sept.
- Lybas, J., & Sozen, M. (1977). Effect of beam strength and stiffness on dynamic behaviour of reinforced concrete coupled walls. *Civil Engineering. Studies, Structural Research Series (44)*. University of Illinois, Urbana.
- Rodríguez, M., & Botero, J. (1995). Comportamiento sísmico de estructuras considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos. *Revista de Ingeniería Sísmica*, No 49, 39-50.
- Park, R., & Paulay, T. (1983). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Limusa. ISBN: 968-18-0100-8.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *J. Struct. Eng.*, 114(8), 1804-1826.
- Campione, G., Fossetti, M. (2006). Compressive behavior of concrete elliptical columns confined by single hoops. Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Palermo.

- Código ACI-318-11. American Concrete Institute. <http://www.concrete.org/>.
- PAM, H. J. (1987). Seismic Performance of Prestressed Concrete Piles and Pile – Pile Cap Connections. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Nishiyama, M., & Watanabe, F. (1996). Seismic Design Procedure of Concrete Building Structures by Substitute Damping. 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering. ISBN: 0-08-042822-3.
- Thompson, K.J., & Park, R. (1980). Seismic response of partially prestressed concrete. *Journal of Structural Division, ST8*, pp. 1755-1775.
- Sakai, J., Mahin, S. A. (2004). Analytical Investigations of New Methods for Reducing Residual Displacements of Reinforced Concrete Bridge Columns. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- López Chavez, M. G. (2013). Funciones de Demanda Estructural de Puentes Carreteros Típicos en México. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
- Clough, R.W., Johnston, S.B. (1966). Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements. *In: Proc of the Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, Japan*, 227–232.
- Mahin SA, Bertero VV (1976). Nonlinear seismic response of a coupled wall system. *ASCE Journal of the Structural Division*; 102:1759–1980.
- Burgos Namuche, M., Piqué del Pozo, J. (2008). Rigidez Efectiva de los Elementos de Concreto Reforzado. Congreso de Ingeniería, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, *USA.P.P*, 162-164.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures (4<sup>th</sup> Edition)*. Prentice Hall.
- Novelli, V. (2008). The Unloading Stiffness of Reinforced Concrete Members. Instituto Universitario di Studi Superiore di Pavia, Università degli Studi di Pavia
- Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.7 (2013). California Department of Transportation.
- Priestley, M. N.J., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges, tenth edition*.



-Priestley M. J. N., & Park R. (1987). *Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading*. *ACI Structural Journal* V.84 Issue 1. 61-76.

-Zeynep Firat Alemdar (2010). Plastic Hinging Behavior of Reinforced Concrete Bridge Columns. Civil Engineering Faculty of the University of Kansas.

-Morán Castillo, K. K. (2009). Análisis del Comportamiento de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado a través de Diagramas de Interacción y Relaciones Momento Curvatura. Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra.