



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE
PUENTES EXISTENTES SUJETOS A SECUENCIAS
EVENTO PRINCIPAL-RÉPLICAS.”

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA

ING. JATZIRI YUNUÉN MORENO MARTÍNEZ

ASESOR

DR. JORGE RUIZ GARCÍA

MORELIA, MICHOACÁN

AGOSTO DE 2008



Resumen

Esta investigación resume los resultados analíticos conducidos a evaluar la respuesta inelástica de puentes carreteros de concreto reforzado bajo secuencias sísmicas evento principal-réplicas. Para tal propósito, 28 secuencias fueron compiladas de estaciones acelerograficas localizadas cerca de la zona de subducción de la costa del Pacífico mexicano fueron consideradas en este estudio. Una familia de 30 puentes modelo en dos dimensiones tomando en cuenta configuraciones transversales típicas y diferentes alturas de puentes carreteros en México. Las secuencias sísmicas fueron escaladas para representar diferentes niveles de intensidad. Los resultados indican que los puentes carreteros no experimentan significativamente altas demandas de distorsión lateral bajo registros del evento principal debido a la alta sobrerresistencia. El nivel de incremento de las demandas de distorsión residual máximas depende del tipo de comportamiento histerético considerado en las columnas y la intensidad del movimiento del terreno.

Summary

This investigation summarizes the analytical results aimed at evaluating the inelastic response of typical reinforced concrete highway bridges under main shock-aftershock seismic sequences. For that purpose, a suite of 28 main shock-aftershock seismic sequences compiled from recording stations located near the subduction zone of the Mexican Pacific coast were considered in this study. A family of 30 two-dimensional bridge model taken into account typical configuration of low-height highway bridges in Mexico. The seismic sequences was escaled to represent different ground motion intensities. The results indicate that the highway briges do not experience significant

lateral peak and residual drift demands under asrecorded mainshocks due to their high inherent structural overstrength. The level of increment of peak and residual drift demands depends on the type of hysteretic behavior considered in the columns and the ground motion intensity.

Índice

RESUMEN	I
LISTA DE FIGURAS	V
LISTA DE TABLAS	XIII

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN.....	1
1.2 EFECTO DE LAS SECUENCIAS SÍSMICAS DURANTE SISMOS HISTÓRICOS.	3
1.3 ESTUDIOS PREVIOS.....	6
1.4 OBJETIVOS.....	9
1.5 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	10

CAPÍTULO 2. CARACTERÍSTICAS DE LAS SECUENCIAS SÍSMICAS

2.1 INTRODUCCIÓN.....	12
2.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS SECUENCIAS SÍSMICAS.....	13
2.2.1 Ley de Omori.....	13
2.2.2 Migración de Réplicas.....	15
2.3 SIMULACIÓN DE SECUENCIAS SÍSMICAS	17
2.3.1 Criterios Empleados en la Simulación de Secuencias Sísmicas.....	18
2.4 ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE PELIGRO SÍSMICO DEBIDO A RÉPLICAS (por sus siglas en inglés, PSHA).....	25
2.5 PARÁMETROS PARA DEFINIR EL PELIGRO SÍSMICO.....	26

CAPÍTULO 3. RESPUESTA DE PUENTES EXISTENTES ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS

3.1 INTRODUCCIÓN.....	32
3.2 PUENTES CARRETEROS CONSIDERADOS EN ESTE ESTUDIO.....	33
3.2.1 Antecedentes.....	33
3.2.2 Configuración.....	34
3.2.3 Consideraciones de Modelado.....	36
3.2.3.1 Modelado del Cabezal.....	37

3.2.3.2 Modelado de los Apoyos.....	37
3.2.3.3 Modelado de las Pilas.....	38
3.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL INCREMENTAL.....	47
3.4 SECUENCIAS SÍSMICAS Y CRITERIO DE ESCALAMIENTO.....	52
3.4.1 Secuencias Sísmicas Seleccionadas.....	52
3.4.2 Criterio de Escalamiento.....	53
3.5 RESPUESTA SÍSMICA ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS.....	54
3.5.1 Efecto del Modelado de la Superestructura.....	55
3.5.2 Efecto del Tipo de Secuencia Sísmica.....	57
3.5.3 Efecto del Nivel de Intensidad.....	58
3.5.4 Efecto de la Configuración transversal.....	59
3.5.5 Efecto de la Altura.....	61
3.5.6 Efecto de la Cuantía de Refuerzo.....	63
3.5.7 Efecto del Nivel de Carga Axial.....	65
3.5.9 Efecto del Comportamiento Histerético.....	66

CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN ESTADÍSTICA DE LA RESPUESTA DE PUNTES EXISTENTES

4.1 INTRODUCCIÓN.....	69
4.2 CATÁLOGO DE SECUENCIAS SÍSMICAS.....	69
4.3 METODOLOGÍA.....	72
4.4 RESPUESTA DE LOS ESTUDIOS ESTADÍSTICOS.....	72
4.4.1 Respuesta del Modelo P1C-5I.....	72
4.4.2 Respuesta del Modelo P2C-5I.....	77
4.4.3 Respuesta del Modelo P3C-5I.....	79
4.4.2 Respuesta del Modelo P1C-10III.....	82

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

5.1 CONCLUSIONES.....	85
5.2 INVESTIGACIONES SUGERIDAS.....	86

REFERENCIAS.....	87
-------------------------	-----------

Lista de Figuras

Figura 1.1. Esquema conceptual de un evento principal – réplicas (tomada de Yeo, 2005).....	2
Figura 1.2. Fotografías de una construcción con un daño ligero provocado por el sismo de Kocaeli en Turquía.....	4
Figura 1.3. Fotografías del estado de daño de una columna.....	4
Figura 1.4. Pila del distribuidor I-5/I-605: a) después del evento principal: b) después de la réplica principal (Priestley, 1988).....	5
Figura 1.5. Pila del viaducto de Hanshin en la ciudad de Kobe con deformación lateral permanente después del sismo de Hyogo-Ken-Nambu de 1995.....	6
Figura 1.6. Evolución del índice de daño en el Puente de la carretera 101 considerando el evento principal y la secuencia sísmica del evento principal-réplica (Sunasaka y Kiremidjian, 1993).....	7
Figura 1.7. Modelo probabilístico de demanda sísmica para réplicas aplicado a un puente carretero en California, Estados Unidos de Norteamérica.....	8
Figura 1.8. Resultados analíticos de una sección transversal del viaducto Hansui en la ciudad de Kobe expresados en términos de curvas de fragilidad: a) resultados de una estructura con un estado de daño ligero, y b) resultados análogos de la estructura con un estado de daño de colapso.....	9
Figura 2.1. Ilustración de la Ley de Omori y la Ley de Omori modificada.....	14
Figura 2.2. Sismo de Loma Prieta (1989): a) tasa de ocurrencia después del evento principal, plano Log-Normal, y b) ajuste de la ley de Omori, en plano log-log (Shaff y Beroza, 1998).....	14
Figura 2.3. Mapa de fallas y estaciones (locales y regionales) del área de Valle de Mexicali (Wong <i>et al.</i> , 1997).....	16
Figura 2.4. Epicentros de réplicas del sismo de Victoria. Incluye todas las réplicas presentadas desde junio de 1980 a febrero	

de 1981 (Wong <i>et al.</i> , 1997).....	16
Figura 2.5. Epicentros d réplicas del sismo de Valle Imperial. Incluye todas las réplicas presentadas desde octubre de 1979 hasta marzo de 1980 (Wong <i>et al.</i> , 1997).....	17
Figura 2.6. Secuencia sísmica empleada por Amadio <i>et al.</i> (2003).....	19
Figura 2.7. Superficie de fragilidad para diferentes niveles de la pérdida de capacidad axial.....	21
Figura 2.8. Distribución de probabilidad de diferencia de magnitud entre el evento principal (M_m) y la magnitud máxima de las réplicas.....	22
Figura 2.9. Aceleración espectral para diferente peligro sísmico.....	24
Figura 2.10. Mapa donde se observan las zonas de fractura y zonas de ruptura de algunos sismos importantes en México (tomado de Kostoglodov y Pacheco, 1999).....	28
Figura 2.11. Gráfica para la obtención de los valores de p del evento de Colima de 1995 ($M_w = 7.3$), donde $p = 1.04 \pm 0.11$	29
Figura 2.12. Gráfica de número acumulativo-magnitud, determinando el valor $b = 1.34 \pm 0.2$, con una magnitud de corte de 3.5, para la secuencia de réplicas del evento de Colima de 1995 ($M_w = 7.3$). Los cuadrados representan una secuencia acumulada de los eventos, mientras que los triángulos la secuencia de eventos sin acumular.....	29
Figura 2.13. Mapa con los segmentos propuestos por Zúñiga y Guzmán (1994) (Elipses) se muestran los valores p encontrados para cada uno de ellos, así como las zonas de fractura y zonas de ruptura de algunos sismos importantes en México (tomado de Kostoglodov y Pacheco, 1999).....	30
Figura 2.14. Mapa con los segmentos propuestos por Zúñiga y Guzmán (1994) (Elipses), mostrando los valores b encontrados para cada uno de ellos, así como las zonas	

de fractura y zonas de ruptura de algunos sismos importantes en México (tomado de Kostoglodov y Pacheco, 1999).....	30
Figura 3.1. Vista general de puentes vehiculares típicos en el sistema carretero mexicano.....	33
Figura 3.2. Configuración transversal típica de puentes de concreto reforzado construidos en el país.....	34
Figura 3.3. Ilustración de las configuraciones transversales de los modelos de puentes tipo considerados para este estudio con sus respectivas características geométricas.....	35
Figura 3.4. Modelado de la sección transversal de un puente.....	36
Figura 3.5. Modelo bilineal de los apoyos de neopreno en la pila.....	38
Figura 3.6. Modelo de esfuerzo–deformación: a) concreto sin confinar y confinado, y b) acero de refuerzo.....	39
Figura 3.7. Sección transversal de una columna modelada en el programa XTRACT..	42
Figura 3.8. Comparación de los diagramas $M - \phi$ obtenidos para tres niveles de carga axial correspondientes a columnas de 1.2 m de diámetro..	42
Figura 3.9. Gráficas de $M - \phi$ para tres diámetros diferentes (1.20 m, 1.50 m, y 2.00 m), con $P = 0.1 Agf'c$	43
Figura 3.10. Idealización de la curva $M - \phi$ como una respuesta elastoplástica perfecta de acuerdo a las especificaciones de Caltrans (2004).....	44
Figura 3.11. Modelo de Takeda Modificado sin degradación de resistencia (TK_SD)..	45
Figura 3.12. Modelo de Takeda con deslizamiento sin degradación de resistencia (TKS_SD).....	45
Figura 3.13. Factor de reducción de fuerzas laterales para incluir la degradación de resistencia en la respuesta histerética.....	46
Figura 3.14. Tipos de comportamiento histerético considerados para este estudio: Takeda modificado, TK: a)moderada degradación	

de resistencia (TK_MD), y b) alta degradación de resistencia (TK_AD). Y Takeda con deslizamiento, TKS: c) moderada degradación de resistencia (TKS_MD), d) alta degradación de resistencia (TKS_AD)...46

Figura 3.15. Resultado del AENLI para el caso I.....	47
Figura 3.16 Resultado del AENLI para el caso II.....	47
Figura 3.17. Resultado del AENLI para el caso III	47
Figura 3.18. Resultado del AENLI para las columnas de 15 m de altura: a) caso I, b) caso II y c) caso III.....	49
Figura 3.19. Resultado del AENLI para las columnas de 5 m de altura y tres diferentes cuantías de acero.....	49
Figura 3.20. Comparación de la resistencia lateral normalizada y la resistencia lateral requerida: a) pilas con 5m de altura, b) pilas con 10 m de altura y c) pilas con 15 m de altura.....	51
Figura 3.21. Gráficas de secuencias sísmicas empleadas en este estudio: a) PAPAN850919 (comp. S00W), b) UNIO850919 (comp. S90E), c) ZACA850919 (comp. S00E), d) VIGA890425 (comp. S00E), e) CALE970111 (comp. S90E).....	53
Figura 3.22. Demanda de distorsión lateral de la sección transversal de un puente típico compuesto de una sola columna sujeto a una secuencia evento principal-réplica.....	55
Figura 3.23. Resultado del AENLI para una columna con 5m de altura, $\eta=1$ y caso I.	56
Figura 3.24. Efecto en la demanda de distorsión lateral para una sección transversal completa, STC (con efecto del tablero, apoyos de neopreno, cabezal) y una columna en cantiléver, CC : a) secuencia CALE970111 (comp. S90E) y b) PAPAN850919 (comp. S00W).....	56
Figura 3.25 Comparación de las demandas de distorsión lateral para el modelo PIC-5II sujeto cinco secuencias sísmicas: a) sin escalar,	

b) escaladas a un nivel de intensidad igual a dos.....	57
Figura 3.26. Comparación de las demandas de distorsión lateral para el modelo P2C-5II sujeto cinco secuencias sísmicas: a) sin escalar,	
b) escaladas a un nivel de intensidad igual a dos.....	58
Figura 3.27. Comparación de las demandas de distorsión lateral para el modelo P3C-5II sujeto cinco secuencias sísmicas: a) sin escalar,	
b) escaladas a un nivel de intensidad igual a dos.....	58
Figura 3.28. Comparación de las demandas de distorsión lateral para el modelo P3C-5I sujeto a secuencia sísmicas sin escalar (GSE)	
y escaladas para representar cuatro niveles de intensidad:	
a) CALE970111 (comp. S90E), b) PAPN850919 (comp. S00W),	
y c) ZACA850919 (comp. S00E).....	59
Figura 3.29 Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos P1C-5II, P2C-5II y P3C-15II sujetos a la secuencia CALE970111:	
a) sin escalar, b) escalada a un nivel	
de intensidad igual a dos.....	60
Figura 3.30. Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos P1C-5II, P2C-5II y P3C-15II sujetos a la secuencia PAPN850919 (comp. S00W): a) sin escalar,	
b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.....	61
Figura 3.31. Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos P1C-5II, P2C-5II y P3C-15II sujetos a la secuencia UNIO850919 (comp. S90E): a) sin escalar, b) escalada a un nivel	
de intensidad igual a dos.....	61
Figura 3.32. Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos P1C-5II, P1C-10II y P1C-15II sujetos a la secuencia CALE970111:	
a) sin escalar, b) escalada a un nivel	
de intensidad igual a dos.....	62
Figura 3.33 Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos	

	P1C-5II, P1C-10II y P1C-15II sujetos a la secuencia UNIO850919: a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.....	63
Figura 3.34.	Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos P3C-5I, P3C-5II y P3C-5III sujetos a la secuencia CALE970111 (comp. S90E): a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.....	64
Figura 3.35.	Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos P3C-5I, P3C-5II y P3C-5III sujetos a la secuencia PAPN850919 (comp. S00W): a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.....	64
Figura 3.36.	Comparación de las demandas de distorsión lateral para el modelo P1C-5I, considerando dos niveles de carga axial, sujeto a la secuencia CALE970111 (comp. S90E): a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.....	65
Figura 3.37.	Comparación de las demandas de distorsión lateral para el modelo P1C-5I, considerando dos niveles de carga axial, sujeto a la secuencia ZACA850919 (comp. S00E): a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.....	66
Figura 3.38.	Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos sujetos a la secuencia ZACA850919 (comp. S00E), escaladas a un nivel de intensidad de uno : a) P1C-5II, b) P2C-5II, y c) P3C-5II.....	67
Figura 3.39.	Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos sujetos a la secuencia UNIO850919 (comp. S90E), escaladas a un nivel de intensidad de dos: a) P3C-5I, b) P3C-5II y c) P3C-5III.....	68
Figura 4.1.	Evolución de la demanda de distorsión máxima	

obtenida para el modelo P1C-5I:	
a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.....	73
Figura 4.2. Evolución de la demanda de distorsión residual obtenida para el modelo P1C-5, de 1.5 m de diámetro: a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.....	74
Figura 4.3. Evolución de la demanda de distorsión máxima obtenida para el modelo P2C-5I, de 2 m de diámetro : a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.....	75
Figura 4.4. Evolución de la demanda de distorsión residual obtenida para el modelo P1C-5, de 2 m de diámetro: a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.....	76
Figura 4.5. Evolución de la demanda de distorsión máxima obtenida para el modelo P2C-5I, de 1.5 m de diámetro : a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.....	78
Figura 4.6. Evolución de la demanda de distorsión residual obtenida para el modelo P2C-5I: evento principal, y b) evento principal-replicas.....	79
Figura 4.7. Evolución de la demanda de distorsión máxima obtenida para el modelo P3C-5I: evento principal, y b) evento principal-réplicas.....	80
Figura 4.8. Evolución de la demanda de distorsión residual obtenida para el modelo P3C-5I: evento principal, y b) evento principal-réplicas.....	81
Figura 4.9. Evolución de la demanda de distorsión máxima obtenida para el modelo P1C-10III: a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.....	82
Figura 4.10. Evolución de la demanda de distorsión residual obtenida	

para el modelo P1C-10III: a) evento principal,
y b) evento principal-réplicas.....84

Lista de Tablas

Tabla 2.1. Comparación de los eventos principales y las réplicas ($M_m - M_a = 0.2$).....	37
Tabla 2.2. Característica de la réplica seguido del evento principal con niveles de peligro de 10%/50 años y 2% en 50 años.....	37
Tabla 3.1. Propiedades geométricas del cabezal.....	37
Tabla 3.2. Características de los apoyos de neopreno.....	37
Tabla 3.3. Propiedades geométricas de las columnas.....	38
Tabla 3.4. Valores de la curva esfuerzo - deformación del concreto sin confinar.....	39
Tabla 3.5. Valores de la curva esfuerzo - deformación del concreto confinado.....	39
Tabla 3.6. Valores de la curva esfuerzo – deformación del acero.....	40
Tabla 3.7. Cuantía de acero longitudinal y transversal de las columnas.....	40
Tabla 3.8. Especificaciones del detallado de la columna.....	41
Tabla 3.9. Longitudes de articulación plástica de las columnas.....	41
Tabla 3.10 . Momento de fluencia, M_y , y ductilidad de curvatura, μ_ϕ , obtenidas para cada pila.....	44
Tabla 3.11. Parámetros que controlan la pérdida de resistencia.....	47
Tabla 3.12. Detalles de las columnas: nomenclatura asignada, longitud, diámetro de la columna, relación de aspecto, refuerzo longitudinal y transversal, periodo desplazamiento de fluencia, cortante basal normalizado respecto al peso.....	50
Tabla 4.1 Lista de secuencias sísmicas empleadas en el estudio estadístico.....	71

Introducción

1.1 MOTIVACIÓN

Los sismos de origen tectónico tienen distintos efectos de riesgo para los habitantes y la infraestructura civil, principalmente en zonas con alta actividad sísmica. Por ejemplo, pueden causar pérdidas de vidas humanas así como pérdidas económicas, directas e indirectas, al afectar estructuras civiles tales como edificios, puentes y presas. Los daños causados por un evento sísmico son el resultado de diversos factores tales como las características sismológicas del evento (por ejemplo, magnitud, contenido de frecuencia y duración) así como de las características de la construcción (tipo de material, edad de construcción, etc.) y el tipo de terreno donde se desplanta.

En particular, después de la ocurrencia de un evento sísmico principal se presenta una serie de movimientos telúricos, denominados réplicas, los cuales pueden incrementar el estado de daño observado después del evento principal, e inclusive provocar el colapso parcial o total de la estructura (por ejemplo, Luco et al., 2004; Yeo, 2005). A este fenómeno se le denomina secuencia sísmica evento principal-réplica. Para fines de ilustración, en la Figura 1.1 se muestra un esquema hipotético de la acción de una secuencia sísmica y sus consecuencias en un puente carretero en un ambiente evento principal-réplica.

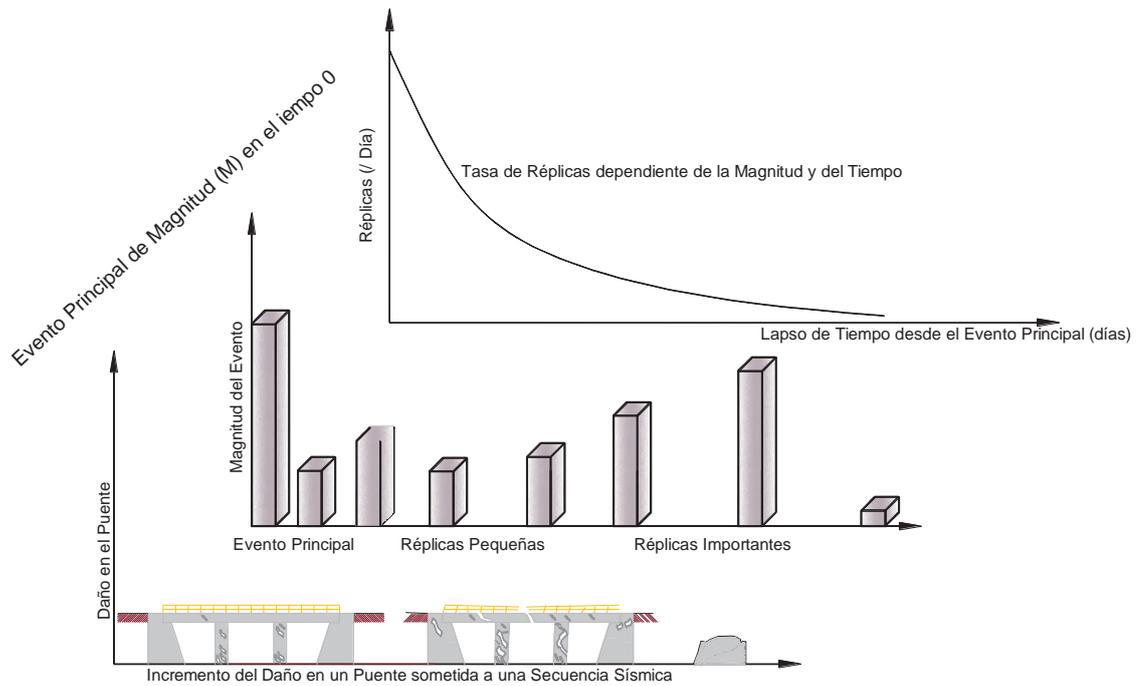


Figura 1.1. Esquema conceptual de un evento principal – réplicas (adaptada de Yeo, 2005).

No obstante el panorama ilustrado en la Figura 1.1, en las metodologías para el diseño de nuevas estructuras y para la evaluación de estructuras existentes sólo se toma en cuenta la ocurrencia del evento principal. Sin embargo, las metodologías modernas deberían considerar los efectos y consecuencias de las secuencias sísmicas evento principal–réplicas en las estructuras civiles tales como los puentes carreteros, los cuales son estructuras vitales en el funcionamiento social, antes y después de la ocurrencia de un evento sísmico. Por ejemplo, la interrupción de su funcionalidad debido a la presencia de réplicas puede causar la pérdida de vidas humanas debido a la imposibilidad de trasladar heridos por el cierre o interrupción temporal de dichas vías de comunicación. Asimismo, se reconoce que las pérdidas económicas asociadas a la acción sísmica sobre puentes carreteros provienen de dos fuentes: 1) los costos directos ocasionados por los costos para devolver el puente a su completa funcionalidad, y 2) los costos indirectos que son ocasionados por la interrupción del flujo vehicular (Mackie, 2004). Esta situación puede agravarse con la presencia de las réplicas, cuyos efectos pueden ser de importancia. Por ello, es necesario estudiar el efecto de las secuencias sísmicas en la respuesta de puentes existentes y proponer metodologías para su evaluación sísmica ante este escenario.

1.2 EFECTO DE LAS SECUENCIAS SÍSMICAS DURANTE SISMOS HISTÓRICOS

Las secuencias sísmicas evento principal-réplicas, implícita o explícitamente, pueden incidir en la toma de decisiones de posibles evacuaciones. Estas decisiones dependen de los efectos que tengan las secuencias sobre el terreno provocando como resultado la afectación de construcciones e infraestructura (daño ligero, moderado o grave) y de los efectos derivados de reacciones y acciones humanas (alteraciones psicológicas y fisiológicas) que amenacen la seguridad de vida, varios han sido los casos a nivel mundial que han mostrado este escenario.

Un ejemplo de una secuencia sísmica que provocó grandes pérdidas económicas tuvo lugar en la localidad de Coalinga, California, en los Estados Unidos de Norteamérica, en 1983 donde ocurrió un evento principal con magnitud de momento, M_w , igual a 6.5, seguido de varias réplicas. La réplica de mayor intensidad se registro dos meses después del evento principal y tuvo una magnitud M_w igual 5.9. En consecuencia este evento provocó el colapso de numerosas viviendas de mampostería y de algunos edificios.

Durante los sismos que afectaron la ciudad de México en 1985, se presentó el colapso de las torres de acero del Conjunto Pino Suárez (Osterras and Krawinkler, 1989), las cuales sufrieron daño considerable a causa del evento principal ocurrido el 19 de septiembre de 1985 ($M_w=8.0$) y se colapsaron después al presentarse la réplica más importante el 21 de septiembre de 1985 ($M_w=7.0$). Asimismo, varias estructuras de concreto reforzado tuvieron que ser demolidas debido a la presencia de réplicas y por las dificultades técnicas para ser reparadas dado que exhibían grandes deformaciones permanentes (Rosenblueth y Meli, 1986).

En estructuras que han sufrido daño moderado o severo durante un evento sísmico, su capacidad estructural (por ejemplo, resistencia y rigidez lateral) se ve reducida a consecuencia del evento principal y puede reducirse aun más por la presencia de réplicas. Esta situación se pudo observar durante los sismos que afectaron Turquía en 1999, donde evento principal ($M_w=7.4$) ocurrió el 17 de agosto y, posteriormente, se presento la réplica principal de el 13 de septiembre ($M_w=5.9$), la cual provocó el colapso de docenas de construcciones en tres ciudades cercanas al epicentro de la réplica, aún

cuando éstas sobrevivieron al evento principal. Para fines de ilustración, en la Figura 1.2a se muestra la fotografía de un edificio que sobrevivió al evento principal, mientras que en la Figura 1.2b se muestra el colapso del edificio a consecuencia de la réplica que ocurrió casi un mes después del evento principal.



Figura 1.2. Fotografías de una construcción con un daño ligero provocado por el sismo de Kocaeli en Turquía, la cual tuvo un colapso total debido a una réplica de menor magnitud un mes más tarde: a) Después del evento principal ($M_w=7.4$), y b) después de la réplica ($M_w=5.9$) (Yeo, 2005).

Otro ejemplo del efecto destructivo de las réplicas en edificios se registró en Italia durante el sismo de Molise ($M_w=5.7$), ocurrido el 31 de octubre de 2002, donde se presentó una réplica al día siguiente con la misma magnitud que la del evento principal. Para fines de ilustración, en la Figura 1.3a se muestra el estado de daño en un edificio de cuatro niveles después de ocurrido el evento principal. Para fines de ilustración, en la Figura 1.3a y 1.3b se muestra el estado de daño en una conexión viga-columna debido a la acción del evento principal y después de la réplica principal.

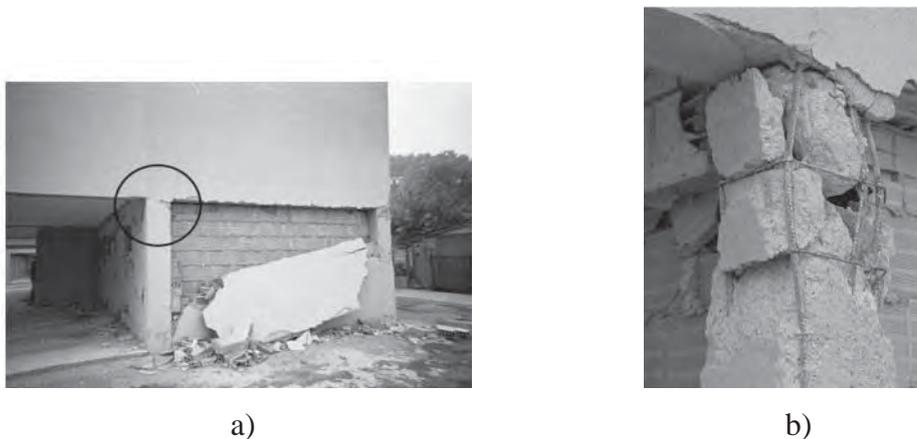


Figura 1.3. Fotografías del estado de daño de una columna provocado por los sismos de Molise, Italia: a) Estado de daño después del evento principal ($M_w= 5.7$), y b) estado de daño severo después de la réplica ($M_w= 5.7$). (Tomadas de: Yeo, 2005)

Un ejemplo del efecto de las secuencias sísmicas en puentes carreteros se observó en la localidad de Whittier Narrows, California, donde el evento principal ocurrió el 1º. de octubre de 1987 ($M_w=5.9$) y la réplica principal el 4 de octubre de 1987 (magnitud local igual a 5.3). Después de los mencionados eventos, se pudo observar que el estado de daño de varias columnas en el distribuidor I-5/I-605 se incrementó a consecuencia de la acción de la réplica principal (Priestley, 1988). El daño en las columnas se atribuyó principalmente a agrietamiento por cortante y caída del concreto de recubrimiento, las cuales se incrementaron después de la acción de la réplica. Para fines de ilustración, en la Figura 1.4 se muestra la condición de la pila 4 después del evento principal y después de la réplica principal.

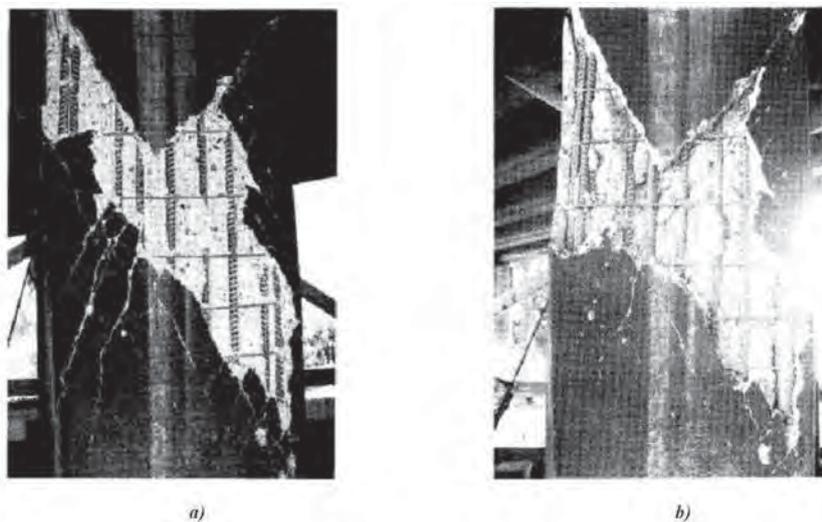


Figura 1.4. Estado estructural de la pila 4 del distribuidor I-5/I-605: a) después del evento principal; b) después de la réplica principal (Priestley, 1988).

Finalmente, debe mencionarse que durante diversos eventos sísmicos recientes se ha expuesto la necesidad de demoler pilas de puentes debido a excesivos desplazamientos laterales permanentes, aun cuando las mismas no sufrieran daño estructural excesivo o colapso parcial. Un ejemplo de la presencia de excesivos desplazamientos laterales permanentes se pudo observar en el viaducto Hanshin después del sismo de Hyogo-Ken-Nambu, ocurrido el 17 de enero de 1995, que afectó a la ciudad de Kobe, Japón (ver Figura 1.5). En este viaducto se demolieron 88 pilas de concreto reforzado que experimentaron desplazamientos laterales permanentes excesivos (es decir, con ángulo de inclinación mayor que 1% equivalente a distorsiones laterales mayores que 1.75%) debido a las dificultades técnicas y al costo necesario para restituir las a su posición original (Kawashima, 2000). Asimismo, debe notarse que la acción de las réplicas

puede incrementar la amplitud de los desplazamientos laterales permanentes después de la ocurrencia del evento principal y, en consecuencia, imposibilitar su rehabilitación. Por ello, la evaluación de los desplazamientos laterales permanentes, o residuales, debería tener un rol importante durante la evaluación sísmica de puentes existentes a fin de determinar la factibilidad técnica de reparar /rehabilitar pilas de puentes en un escenario sísmico evento principal-réplicas.



Figura 1.5. Pila del viaducto de Hanshin en la ciudad de Kobe con deformación lateral permanente después del sismo de Hyogo-Ken-Nambu de 1995.

1.3 ESTUDIOS PREVIOS

En la literatura se han desarrollado pocos estudios sistemáticos que tomen en cuenta los efectos de las secuencias sísmicas evento principal-réplicas en las estructuras (Sunasaka y Kiremidjian 1993, Amadio *et al.*, 2004; Bazurro *et al.*, 2004; Luco *et al.*, 2004; Mackie y Stojadinovic 2004, Yeo, 2005). La mayor parte de los estudios previos provienen de la respuesta de sistemas de un grado de libertad (S1GL) y en un menor porcentaje de la respuesta de sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL). Cabe notar que la mayor parte de los estudios previos se ha orientado a la respuesta de edificios y poca atención ha recibido la respuesta de puentes existentes sujetos a secuencias sísmicas.

Uno de los escasos estudios publicados en la literatura orientados a la evaluación de la respuesta sísmica de puentes carreteros ante secuencias sísmicas fue desarrollado por Sunasaka y Kiremidjian (1993). En su estudio, los autores sugieren una metodología para evaluar la seguridad estructural de puentes ante un escenario de secuencias sísmicas, la cual consiste en: 1) la simulación de las secuencias sísmicas evento

principal-réplicas, 2) cálculo de acelerogramas representativos del sitio donde esta ubicada la estructura considerando peligro sísmico debido a réplicas, y 3) la evaluación del posible daño estructural del puente, considerando un sistema de un grado de libertad equivalente, empleando índice de daño de Park y Ang (1985).

La metodología propuesta por Sunasaka y Kiremidjian (1993) fue aplicada a un puente de la carretera 101, ubicado en la calle Painter en Rio Dell, California, el cual sufrió daño estructural debido al evento principal del sismo de Whittier Narrows ($M_w=5.9$) en 1987, los cuales se incrementaron después de la réplica principal (ver Figura 1.4). Los autores observaron que el posible daño acumulado debido a un escenario sísmico evento principal-réplicas era mayor con respecto al posible daño derivado de sólo considerar el peligro sísmico debido al evento principal. Para fines de ilustración, en la Figura 1.6 se muestra la evolución temporal del índice de daño en el Puente de la carretera 101 considerando el evento principal y la secuencia sísmica evento principal-réplica.

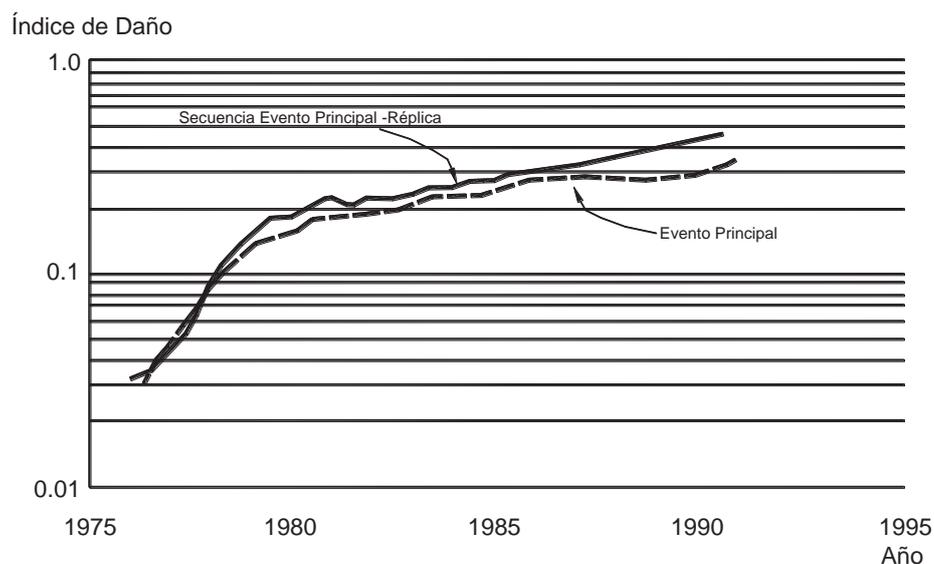


Figura 1.6. Evolución temporal del índice de daño en el Puente de la carretera 101 considerando el evento principal y la secuencia sísmica del evento principal-réplica (tomado de: Sunasaka y Kiremidjian, 1993).

Estudios más recientes han evidenciado la necesidad de estimar adecuadamente las deformaciones laterales permanentes en puentes para poder evaluar su capacidad lateral residual y vulnerabilidad ante posibles réplicas (Mackie y Stojadinovic, 2004; Franchin y Pinto 2007). Por ejemplo, Mackie y Stojadinovic (2004) observaron que el desplazamiento lateral residual es un mejor indicador de la pérdida de capacidad de

carga axial en las pilas de puentes carreteros después de un evento principal respecto de otras medidas de intensidad sísmica (como la aceleración máxima del terreno). En particular, los investigadores observaron que la pérdida de capacidad de carga axial puede incrementarse si se considera la presencia de réplicas (ver Figura 1.7).

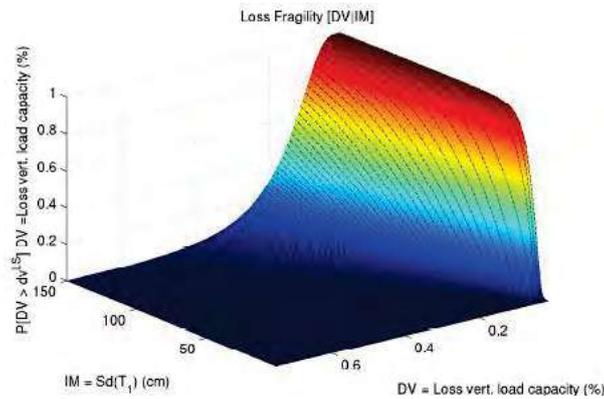


Figura 1.7. Modelo probabilístico de demanda sísmica para réplicas aplicado a un puente carretero en California, Estados Unidos de Norteamérica.

Recientemente, Franchin y Pinto (2007) propusieron una metodología para considerar el peligro sísmico debido a réplicas en la evaluación de puentes existentes. Su metodología se divide en dos fases: En la primera fase, se define el número de estados de transición de daño, hasta finalizar con el estado de colapso. La probabilidad de alcanzar un estado de daño dado, ED_i , condicionada en la intensidad sísmica, medida en términos de la aceleración espectral (S_a), para cada estado de daño se caracteriza en términos de una curva de fragilidad $P(ED_i | S_a)$. Así, el riesgo de colapso es evaluado combinando la correspondiente curva de fragilidad con la curva de peligro sísmico de S_a , calculada a partir de un Análisis de Peligro Sísmico convencional. En la segunda fase, se determina la intensidad dominante de las réplicas de cada uno de los estados de daño menor hasta llegar al colapso, probabilísticamente caracterizados en términos de curvas de fragilidad de transición o de réplicas $P(DS_n | DS_i, S_a)$. El riesgo de colapso por las réplicas es evaluado, este riesgo como bien se sabe es dependiente del tiempo y debe usar un criterio conveniente de manera que se convierta a un riesgo anual constante equivalente. La transitabilidad es entonces decidida basada en una comparación entre los dos riesgos y el riesgo aceptado para nuevas estructuras.

La metodología propuesta por Franchin y Pinto (2007) fue aplicada para una sección del viaducto Hanshin, ubicado en la ciudad de Kobe, Japón. Las figuras que se presentan a continuación son el resultado del análisis de una sección transversal para diferentes estados de daño, y de la frecuencia mediana anual equivalente debido a réplicas para diferentes combinaciones del evento principal, estos resultados son expresados en términos de curvas de fragilidad. En la Figura 1.8a se puede observar que cuando el estado de daño es ligero η (mediana)= 1.89 y β (logaritmo de la desviación estándar)= 0.30, prácticamente no reduce la capacidad de la estructura para soportar posibles secuencias futuras, mientras que en la Figura 1.8b se exhibe una significativa reducción en la capacidad de aceleración espectral $\eta = 2.86$ y $\beta = 0.48$.

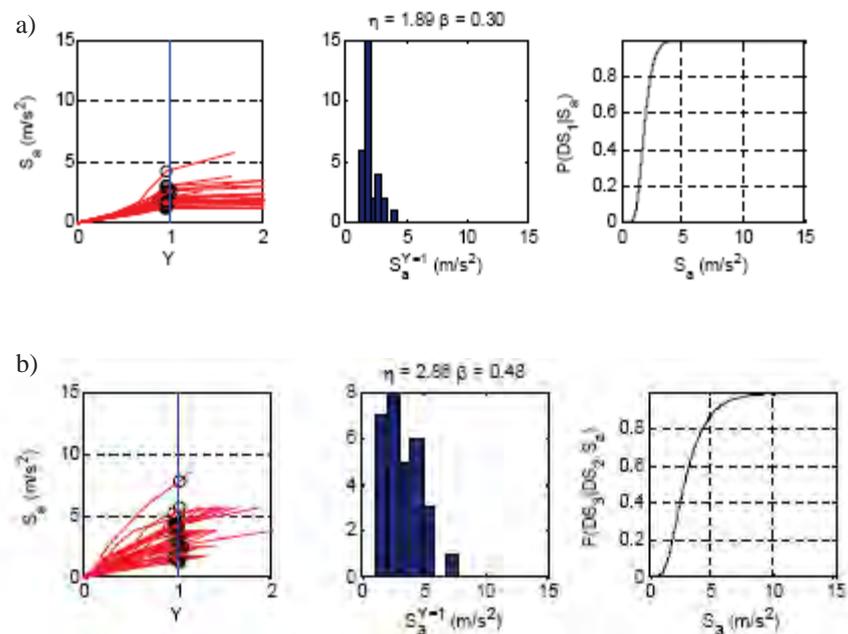


Figura 1.8. Resultados analíticos de una sección transversal del viaducto Hansui en la ciudad de Kobe expresados en términos de curvas de fragilidad: a) resultados de una estructura con un estado de daño ligero, y b) resultados análogos de la estructura con un estado de daño de colapso.

1.4 OBJETIVOS

El objetivo general de esta tesis consiste en incrementar nuestro conocimiento sobre el efecto de las secuencias sísmicas evento principal–réplicas en la respuesta de puentes carreteros.

Los objetivos particulares de esta investigación son los siguientes:

- a) Evaluar la respuesta de puentes carreteros, representativos de la práctica mexicana, al ser sujetos a secuencias sísmicas evento principal–réplicas con diferentes características.
- b) Estudiar la influencia de algunas características estructurales de puentes carreteros (configuración transversal así como la altura, el diámetro y porcentaje de refuerzo de las pilas) en su respuesta ante secuencias sísmicas.
- c) Desarrollar un estudio estadístico para evaluar la respuesta de puentes carreteros al ser sometidos a un conjunto de 28 secuencias sísmicas.

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.

En esta tesis se presenta una evaluación de la respuesta de puentes carreteros existentes, representativos de la práctica constructiva mexicana, al ser sujetos a la acción de secuencias sísmicas evento principal–réplicas. Dichas secuencias sísmicas son representativas del ambiente sísmico en la zona de subducción del Pacífico Mexicano.

Para llevar a cabo los objetivos planteados se desarrollaron diversas etapas de investigación, las cuales se documentan en cinco capítulos. A continuación se presenta una descripción del contenido de esta tesis.

En principio, en el **Capítulo 1** se comenta la necesidad de incluir en las metodologías de diseño y evaluación los efectos de las secuencias sísmicas. Posteriormente se hace una breve reseña de los efectos destructivos ocurridos en el mundo debido a secuencias sísmicas. Asimismo, se comentan algunos estudios previos enfocados a la respuesta de puentes al ser sujetos a secuencias sísmicas evento principal–réplicas.

En el **Capítulo 2** se describen las definiciones asociadas a una secuencia sísmica, así como sus principales características espaciales y temporales. Asimismo, se describen algunas metodologías propuestas para la simulación de secuencias sísmicas.

A continuación, en el **Capítulo 3** se presentan los resultados más relevantes de la respuesta inelástica (en términos de la demanda de distorsión máxima y residual al final de la excitación) de puentes carreteros con diferentes características estructurales.

El **Capítulo 4** presenta los resultados de un estudio estadístico orientado a evaluar la evolución de la distorsión máxima y residual en puentes carreteros ante 28 secuencias sísmicas escaladas para representar diferentes intensidades.

Finalmente, en el **Capítulo 5** se resumen las observaciones más relevantes obtenidas en esta investigación y se proponen estudios adicionales que permitan ampliar y mejorar nuestro conocimiento acerca del efecto de las secuencias sísmicas en puentes carreteros existentes.

Esta tesis incluye dos apéndices. En el **Apéndice A** se incluyen las historias de aceleración de todas las secuencias sísmicas consideradas en este estudio, mientras que el **Apéndice B** se presenta un archivo de entrada típico empleado para analizar los modelos de puentes considerados en este estudio en el programa RUAUMOKO (Carr,2008).

Características de las Secuencias Sísmicas

2.1 INTRODUCCIÓN

A partir del monitoreo de eventos sísmicos a nivel mundial, los sismólogos han definido a una secuencia sísmica como el conjunto de movimientos sísmicos de origen tectónico en una región específica durante un intervalo de tiempo. Comúnmente, a la secuencia sísmica se le denominar *enjambre*. En cualquier enjambre, al movimiento sísmico con la mayor magnitud se le denomina *evento principal*; mientras que a los sismos que ocurren antes y después del evento principal se les llama *precursores* y *réplicas*, respectivamente. Debe notarse que un evento principal será redefinido como un precursor si un evento subsecuente en el enjambre presenta una magnitud mayor. La duración de la actividad de una secuencia sísmica se puede definir como el tiempo requerido para que esta actividad decrezca al nivel de sismicidad que tenía antes del evento principal, si es que ésta fuera estacionaria (sismicidad umbral).

El objetivo de este capítulo consiste en describir las principales características sismológicas de las secuencias sísmicas, así como reseñar algunas propuestas para simular secuencias sísmicas a fin de evaluar la respuesta de las estructuras sujetas a este tipo de acciones.

2.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS SECUENCIAS SÍSMICAS

2.2.1 Ley de Omori

Un seguimiento de la sismicidad subsecuente a la ocurrencia de un evento principal ha evidenciado que la tasa de ocurrencia alcanza su máximo y posteriormente decae conforme se prolonga el tiempo a partir de la ocurrencia del evento principal. Con base en esta observación, Omori, en 1894, propuso la siguiente ecuación, que relaciona el decremento de la tasa de ocurrencia de las réplicas sísmicas con el recíproco del tiempo medido después de ocurrido el evento principal (Wikipedia, 2005):

$$n(t) = \frac{K}{c+t} \quad (2.1)$$

Donde $n(t)$ es la tasa de ocurrencia (es decir, el número de sismos medidos en un cierto intervalo de tiempo, t) y c y K son parámetros que se definen para una secuencia sísmica particular. La ecuación 2.1 se conoce como la **Ley de Omori**.

Posteriormente, la ecuación 2.1 fue modificada por Utsu, en 1961, para reflejar que la tasa de ocurrencia de las réplicas decrece no linealmente de acuerdo a la siguiente relación (Wikipedia, 2005):

$$\lambda(t, M_c) = \frac{K(M_c)}{(c+t)^p} \quad (2.2)$$

Donde p es un parámetro que se ajusta a una secuencia sísmica en particular y $K(M_c)$ es función del número de eventos con $M > M_c$, donde M_c es una magnitud umbral. En general p toma valores entre 0.7-1.5. A la ecuación 2.2 se le conoce como la **Ley de Omori modificada**.

Las ecuaciones 2.1 y 2.2 describen la tasa (es decir, frecuencia) con que decrece el número de réplicas con respecto al tiempo; es decir, la tasa de réplicas es inversamente proporcional al tiempo después de ocurrido el evento principal. Por ejemplo, cuando p es igual a 1; al segundo día tendremos aproximadamente la mitad del número de réplicas del primer día y una décima parte del número de réplicas del primer día en el

día diez. En la Figura 2.1 se muestra la tendencia de la Ley de Omori y la Ley de Omori modificada.

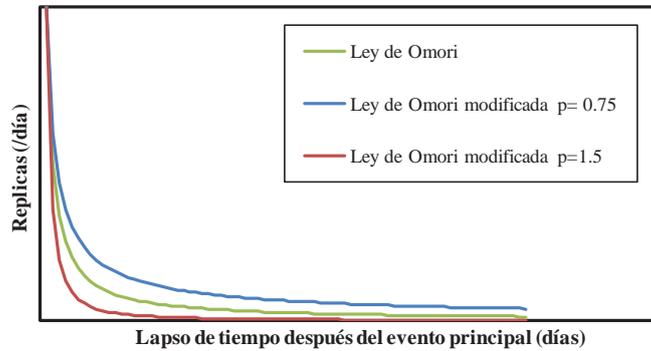


Figura 2.1 Ilustración de la Ley de Omori y la Ley de Omori modificada.

Para el ajuste de los parámetros c , K y p correspondientes a un evento sísmico en particular pueden obtenerse a partir de métodos estadísticos. Por otra parte cabe mencionar que los parámetros no tienen un significado físico, ya que los valores que se obtienen son utilizando datos capturados provenientes de la ocurrencia del evento principal. Un ejemplo es $p = -1.01$ para todas las réplicas del sismo de Loma Prieta, pero para secuencias tomadas individualmente, toman valores de -0.78 , -0.89 , -0.90 , -0.96 , -0.98 y -1.04 , con un error promedio de $+0.05$. (Shaff y Beroza, 1998).

Para fines de ilustrar la tasa de ocurrencia, en la Figura 2.2 se muestra la secuencia de réplicas que siguió al evento principal del sismo de Loma Prieta ($M_w = 6.9$), California, en 1989.

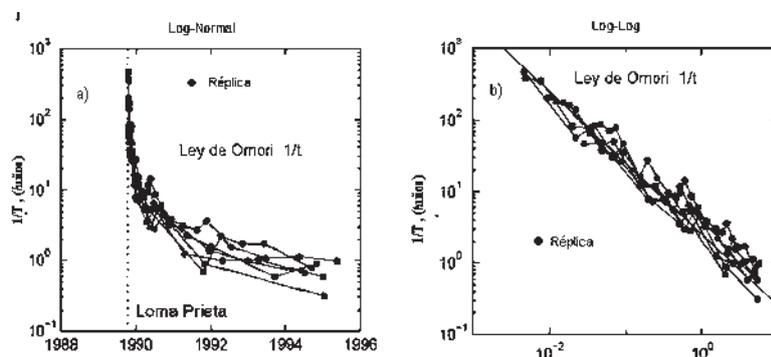


Figura 2.2. Sismo de Loma Prieta (1989): a) Tasa de ocurrencia después del evento principal, plano Log-Normal, y b) ajuste de la Ley de Omori, en el plano Log-Log (Shaff y Beroza, 1998).

Un significado físico de la Ley de Omori, la cual nos dice que la disminución de la tasa de ocurrencia de las réplicas en una región dada se puede atribuir a diversos mecanismos físico. Por ejemplo, los sismólogos han identificado como un mecanismo a la difusión de la presión de poro en la falla, la cual decae en la forma de $e^{-1/t}$ con el tiempo. Por otra parte, otros investigadores sugieren que esta disminución se debe al mecanismo de fricción, dependiente del tiempo, que controla la velocidad del flujo de deformación inelástica a lo largo de la falla. (Shaff y Beroza, 1998)

2.2.2 Migración de Réplicas

En una secuencia sísmica, el evento principal tiene un área de influencia en la cual se producen los precursores y las réplicas. Por lo general, la mayoría de los precursores y las réplicas de baja magnitud tienen su origen cerca del epicentro donde se origino el evento principal (i.e., se presentan sobre el área de influencia de la falla donde se origino el evento principal). Asimismo, se ha observado que las réplicas de mayor intensidad por lo general se presentan lejos del lugar donde se presento el evento principal. A este fenómeno se le conoce como migración de réplicas (Wong *et al.*, 1997). Este fenómeno se atribuye a que la migración de réplicas está asociada a la dirección de propagación de la ruptura de la falla donde se origino el evento principal. Como ejemplo de la migración de réplicas fue el registrado después del sismo de Victoria del 9 de junio de 1980 ($M_1 = 6.1$), el cual ocurrió alrededor de 50 km, al sureste de la ciudad de Mexicali, Baja California, en el Valle de Mexicali, el sismo de Victoria se debió al fuerte incremento de la sismicidad ocurrida en el área del valle Mexicali-Imperial desde 1973 a 1981. Esta actividad sísmica incluyo muchos grupos de precursores y réplicas, así como eventos de moderada magnitud.

promedio de las réplicas decreció hacia el noroeste, alejándose del hipocentro del evento principal. La migración de réplicas generada después del sismo del Valle Imperial, ocurrido el 15 de octubre de 1979 ($M_1 = 6.4$) ver Figura 2.5.

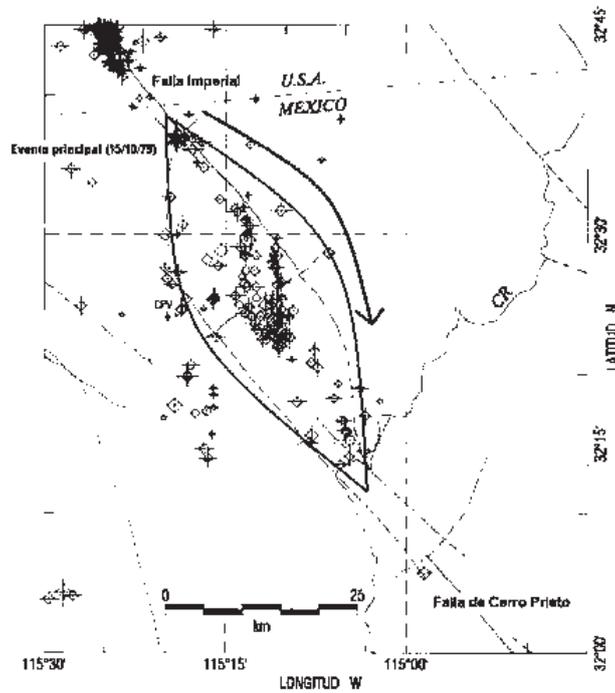


Figura 2.5. Epicentros de réplicas del sismo de Valle Imperial. Incluye todas las réplicas presentadas desde octubre de 1979 hasta marzo de 1980 (Wong *et al.*, 1997).

2.3 SIMULACIÓN DE SECUENCIAS SÍSMICAS

Un aspecto importante en la evaluación de la respuesta de estructuras sujetas a la acción de secuencias evento principal-replicas ha sido la simulación de las secuencias sísmicas (Amadio *et al.*, 2003; Amadio *et al.*, 2004; Luco *et al.*, 2004; Mackie y Stojadinovic, 2004). Con excepción del estudio de Mackie y Stojadinovic (2004), los estudios previos han considerado secuencias sísmicas *simuladas* en vez de secuencias sísmicas *reales* (es decir, registradas en estaciones acelerográficas). Ello se debe a la ausencia de secuencias sísmicas reales, o bien a la necesidad de estudiar posibles escenarios sísmicos futuros. Por ello, a continuación se comentan los criterios empleados para la simulación de secuencias sísmicas.

2.3.1 Criterios Empleados en la Simulación de Secuencias Sísmicas

Sunasaka y Kiremidjian (1993) estudiaron un procedimiento para evaluar la seguridad estructural bajo secuencias sísmicas. Este procedimiento consiste en tres pasos: 1) la simulación de las secuencias sísmicas evento principal-réplicas, 2) cálculo del movimiento del terreno en el sitio donde se ubique la estructura, y 3) cálculo del daño estructural. En el primer paso, los autores asumen que la densidad de probabilidad del tiempo de llegada del evento principal se distribuye exponencialmente de acuerdo a datos cercanos al sitio donde ocurrió el sismo. Entonces el número y la magnitud de las réplicas dependen de la magnitud del evento principal. Las magnitudes de las réplicas son modeladas como una distribución exponencial. En el paso dos Sunasaka y Kiremidjian asumen que los epicentros de los sismos son uniformemente distribuidos a lo largo de las fallas activas. Se calcula el espectro de respuesta del movimiento del terreno con las magnitudes calculadas en el paso uno y epicentros usando la ecuación de atenuación espectral de Joyner y Boore (1982). El análisis historia en el tiempo del movimiento del terreno son entonces simuladas usando la duración independiente basada en la función propuesta por Tung *et al.* (1992). Y finalmente el paso tres, se obtuvo el daño estructural el cual puede ser calculado a través de un análisis no lineal de la estructura. La seguridad estructural durante una secuencia sísmica evento principal-réplicas es estimando el índice de daño acumulado de la secuencia completa. Para el caso de estructuras de concreto se empleo el índice de daño propuesto por Park y Ang (1985), que es expresado como una combinación lineal de la deformación máxima y la energía histerética.

El método de la estimación de daño fue aplicado para el puente de la carretera 101 en la calle Painter en Rio Dell, California. La estructura es modelada como un S1GL. El modelo de ocurrencia probabilística de las secuencias sísmicas evento principal-réplicas es desarrollado de acuerdo a datos cercanos al sismo de Eureka. El promedio y la desviación estándar del índice de daño de la estructura son estimando el procedimiento de simulación, en esta observación el daño acumulado de las secuencias evento principal-réplica se encontró que es significativamente más alto que el obtenido sólo para el evento principal (ver Figura 1.6).

Amadio *et al.* (2003) estudiaron la respuesta inelástica de S1GL con tres niveles de ductilidad de desplazamiento (i.e., máximo desplazamiento inelástico normalizado con respecto al desplazamiento de fluencia del sistema), μ_o , ($\mu = 2, 4$ y 6) prefijados al ser sometidos a dos tipos de secuencias sísmicas. Para definir sus secuencias sísmicas, los autores consideraron un acelerograma real (registrado en El Centro, California, en el terremoto de 1940) y dos acelerogramas sintéticos (compatibles con el espectro de diseño del Eurocódigo 8 para sitios de terreno firme y blando) como eventos principales. Posteriormente, ensamblaron cada secuencia sísmica al repetir una o dos veces la historia de aceleración del terreno, con un umbral de 40 seg. entre cada evento. Es decir, las réplicas tenían exactamente las mismas características del evento principal. En la Figura 2.6 se ilustra una secuencia sísmica empleada por Amadio *et al.* (2003), la cual consiste de un evento principal y dos réplicas.

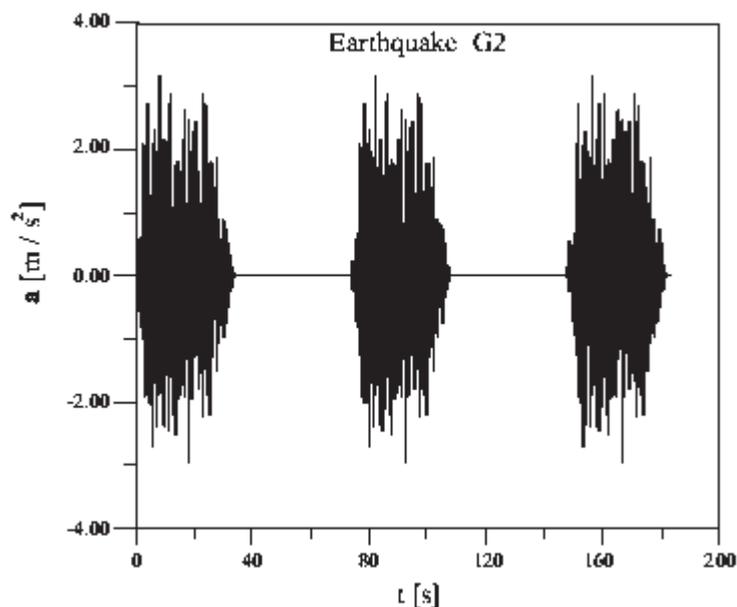


Figura 2.6. Secuencia sísmica empleada por Amadio *et al.* (2003)

Por otra parte, Luco *et al.* (2004) condujeron un estudio sobre el efecto de la intensidad de las réplicas en la capacidad remanente de un sistema de un grado de libertad con propiedades equivalentes (e.g., rigidez inicial, periodo fundamental de vibración) obtenidas a partir de la respuesta estática no-lineal de un edificio de acero de tres niveles.

En sus estudios los autores consideraron un conjunto de 30 acelerogramas como eventos principales, combinando cada uno de ellos para formar una secuencia dando como resultado 900 secuencias sísmicas. Posteriormente, los autores escalaron la aceleración máxima del terreno (AMT) del evento principal de cada secuencia sísmica para alcanzar 4 estados de daño (denominados DS) asociados 4 niveles de máxima distorsión de azotea.

Dado cualquier escenario sísmico, puede ser que el evento principal o una réplica sean la causa para tomar la decisión de limitar el tráfico o cerrar completamente el puente en un sistema de red carretero. Un método más cuantitativo y sistemático es determinando la pérdida de capacidad axial del puente. Mackie y Stojadinovic (2004) en su estudio observaron que el desplazamiento residual después del sismo es un mejor indicador de la pérdida de capacidad lateral después del evento principal. Los autores proponen derivar superficies de fragilidad de daño, tales superficies de daño relacionan la probabilidad de exceder un estado límite de daño prescrito (pérdida de capacidad axial), dado una medida de intensidad.

La metodología aplicada para generar un Modelo de Demanda Sísmica Probabilístico (por sus siglas en inglés, PSDM) para un escenario sísmico puede ser aplicada a réplicas, la única extensión es que involucra una selección de un conjunto de réplicas. Para el caso del estudio realizado por Mackie y Stojadinovic se seleccionó aleatoriamente 5 conjuntos de réplicas del catálogo de acelerogramas del Centro de Investigaciones en Ingeniería Sísmica del Pacífico (por sus siglas en inglés, PEER), estos fueron escalados por un factor de dos de forma que se asegure que el daño en la estructura ocurra. También se selecciono cuatro conjuntos correspondientes a eventos principales los cuales fueron escalados por un factor de 0.5, dando un total de 20 conjuntos para el análisis. Estos acelerogramas fueron aplicados a puentes de concreto reforzado en California, el puente considerado en este estudio es de dos claros y una sola pila, los cuales son de variable claro (L) y altura (H) sólo las estructuras con relaciones $L/H = 2.4$ son propuestas para el escenario de réplicas. Los modelos de demanda son integrados con estimaciones de capacidad o daño para producir curvas de fragilidad. En la Figura 2.7 se muestran los resultados de la superficie de fragilidad con la probabilidad de excedencia de diferentes niveles de desempeño a causa de la pérdida de capacidad axial.

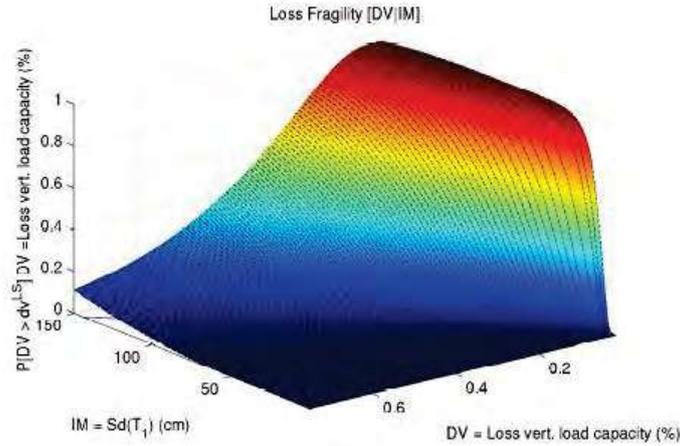


Figura 2.7. Superficie de fragilidad para la pérdida de capacidad axial.

Li-Ellingwood basado en los estudios desarrollados por Sunasaka y Kiremidjian evaluaron el desempeño de dos marcos de edificios de acero resistentes a momento con conexiones soldadas que experimentan fracturas en la conexión durante un evento principal y están sujetas a réplicas. Estudios previos muestran que las características de las réplicas dependen del evento principal. La distribución de las magnitudes de las réplicas es asumida mediante la relación de Gutenberg –Richter ecuación 2.3:

$$N_a(M_a) = \alpha \exp(-\beta M_a) \quad (2.3)$$

Donde $N_a(M_a)$ es el número de réplicas con magnitudes más grandes o iguales a M_a y α y β son constantes mayores a cero relacionadas a la magnitud del evento principal. Estas constantes son determinadas de un análisis de regresión lineal de datos en sismicidad histórica. Sunasaka y Kiremidjian estudiaron 11 secuencias sísmicas con réplicas de magnitudes mayores a 3, las cuales ocurrieron de 1940 a 1992 cerca de Eureka, CA. Consistente con la ecuación 2.3 la función de densidad de probabilidad (por sus siglas en inglés PDF) de magnitudes de réplica es:

$$f_{Ma}(m_a) = \frac{\beta e^{-\beta m_a}}{e^{-\beta M_{\min}} - e^{-\beta M_{\max}}} \quad (2.4)$$

Donde M_a es la (aleatoria) magnitud es la magnitud de la réplica y m_a es el estado de variable, M_{\min} es considerada la magnitud menor de las réplicas ($M_{\min} = 3$ para el

estudio de Sunasaka y Kiremidjian), y M_{\max} es la magnitud máxima de réplica considerada y si se asume la magnitud de la réplica no excede la del evento principal, entonces $M_{\max} = M_m$, donde M_m es la magnitud del evento principal.

Sunasaka y Kiremidjian estudiaron la relación entre β y M_m y la relación entre el número de réplicas con magnitudes mayores a 3 obteniendo:

$$E(N_a(3.0)) = \exp(-0.647 + 0.684M_m) \quad (2.5)$$

Dado que la magnitud del evento principal es M_m , la distribución de probabilidad de una magnitud máxima puede ser obtenida por Simulación de Monte Carlo, primero, el valor de N_a y β son muestreados de la distribución log-normal. Segundo N_a muestras de M_a son generadas mediante un PDF, y finalmente los máximos valores de M_a son seleccionados de las muestras de N_a . Repitiendo este proceso un número suficientes de veces para la función de distribución acumulativa (por sus siglas en ingles, CDF) de $(M_m - M_{a\max})$, esta diferencia está asociada a la tasa de ocurrencia (λ_{M_a}) y al peligro sísmico son calculados de la ecuación:

$$\frac{\hat{\lambda}_{M_a}}{\hat{\lambda}_{M_m}} = 10^{-b(M_m - M_a)} \quad (2.6)$$

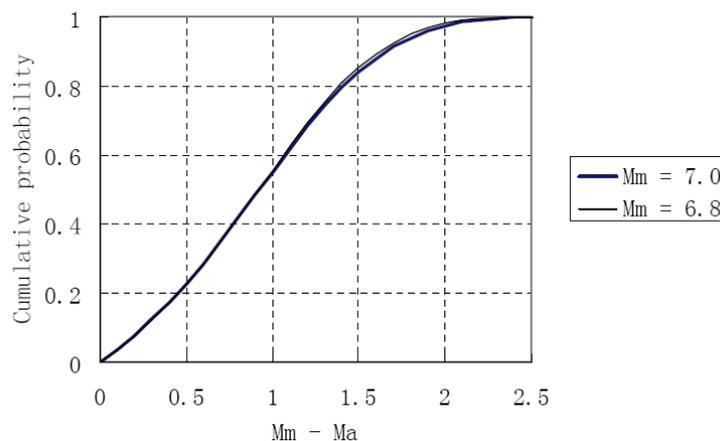


Figura 2.8. Distribución de probabilidad de diferencia de magnitud entre el evento principal (M_m) y la magnitud máxima de las réplicas.

Tabla 2.1. Comparación de los eventos principales y las réplicas ($M_m - M_a = 0.2$)

EQ records	Main shock		Aftershock		
	Seismic hazard	λ_{M_m}	λ_{M_a}	Seismic hazard	Scale factor
la01-la20	10%/50 yr	0.00211	0.00356	15%/50 yr	0.90
la21-la30	2%/50 yr	0.000404	0.000683	3%/50 yr	0.91

Los conjuntos de réplicas están basados en la distribución de probabilidad de la diferencia de magnitud entre el evento principal y la réplica (Tabla 2.1). Por ejemplo, para los eventos principales asociados con los niveles de riesgo del 2%/50 años y 10%/50 años, suponen que la diferencia entre las magnitudes del evento principal y las de las réplicas es de 0.2. La tasa de ocurrencia asociada λ_{M_a} y la probabilidad de peligro sísmico necesario para escalar la totalidad de movimientos de suelo para tomar en cuenta la diferencia en magnitud son calculadas de la ecuación 2.6, como es mostrado en la columna de réplicas en la Tabla 2.1. Las ordenadas espectrales en sus periodos de retorno, obtenidas de las curvas de peligro en *the U.S. Geological Survey website*, definen los espectros medios designados de las réplicas como una función del periodo, como se ilustra en la Figura 2.8 (las curvas lisas son ajustadas por análisis de mínimos cuadrados). Finalmente, los conjuntos de sismos de réplicas son obtenidos escalando los conjuntos de sismos del evento principal para coincidir con los espectros de respuesta medios de las réplicas mostradas en la figura 2.9. El proceso es repetido hasta cubrir el rango de las magnitudes de las réplicas de interés de la figura 2.8. Estos factores de escala (determinados del periodo fundamental del edificio) son presentados en la última columna de la Tabla 2.1. Note que la tasa de ocurrencia y las probabilidades del peligro en la columna de réplicas son usadas solamente para escalar los conjuntos en orden para modelar las réplicas.

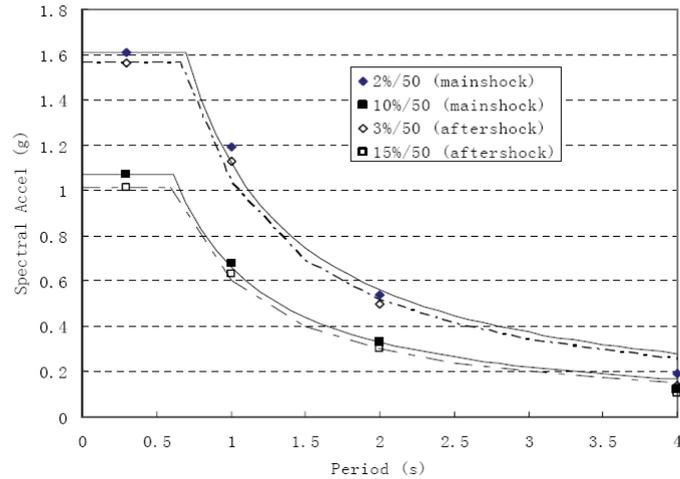


Figura 2.9. Aceleración espectral para diferente peligro sísmico.

Se ha observado (Lee y Foutch 2004) que las réplicas asociadas con las intensidades más pequeñas de los sismos produjeron pequeño o nulo daño adicional. En este estudio, se encontró que si el evento principal fue modelado con acelerogramas correspondientes a un peligro sísmico del 10%/50 años (la01-la20), las réplicas derivadas al escalar el evento principal por un factor menor de 0.68 no causaron daño adicional a ningún marco. Similarmente, cuando el evento principal correspondió a un peligro sísmico del 2%/50 años (la21 – la30), las réplicas derivadas escalando el evento principal con un factor menor de 0.60 no causaron daño adicional. Por lo tanto, solo los conjuntos de réplicas que pueden causar daño adicional están considerados en el subsiguiente análisis. La Tabla 2.2 resume que la magnitud, el peligro sísmico, y el factor de escala por cada conjunto de réplicas considerado en este estudio. Note que los indicadores M_m y M_a en la tabla 2.2 y en la continuación son usados para identificar los conjuntos; estos no implican que el evento principal ó las réplicas están asociados específicamente con sismos de estas magnitudes.

Tabla 2.2. Característica de la réplica seguido del evento principal con niveles de peligro de 10%/50 años y 2% en 50 años.

M_m	M_r	Seismic Hazard	Scale factor
6.8 (Ia01-Ia20)	6.2	37 / 50	0.68
	6.4	23 / 50	0.80
	6.6	15 / 50	0.90
	6.8	10 / 50	1.0
7.0 (Ia21-Ia30)	6.3	12/50	0.67
	6.5	7/50	0.78
	6.8	3/50	0.91
	7.0	2/50	1.0

Intuitivamente, las características (amplitud y contenido de frecuencia) del evento principal y de las firmas de las réplicas deberían exhibir alguna dependencia estocástica. Sin embargo, esta investigación fue incapaz de identificar información que relacionaría estas firmas definitivamente. Por lo tanto, dos condiciones extremas fueron consideradas. En el primer caso (denotado el caso "copia", por simplicidad), los acelerogramas del conjunto de eventos principales son simplemente repetidos (pero apropiadamente escalados, como en la última columna de la Tabla 2.1) para formar los acelerogramas para el conjunto de réplicas. Este procedimiento también fue desarrollado por Lee y Foutch (2004), pero sin escalar el evento principal para obtener la réplica. En el segundo caso (denotado el caso "aleatorizado", por simplicidad), los movimientos del suelo que forma el conjunto de réplicas fueron aleatorizados con respecto al conjunto de eventos principales, pero fueron apropiadamente escalados, como es indicado en la Tabla 2.1.

2.4 ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE PELIGRO SÍSMICO DEBIDO A RÉPLICAS (por sus siglas en inglés, PSHA)

Los puentes después de un evento principal podrían ser cerrados y sólo abiertos por emergencia de tráfico ó seguir en operación parcial o completa, los criterios para tal decisión es la probabilidad de supervivencia del daño causado por el sismo principal [*determinado por un análisis probabilístico de peligro sísmico* (por sus siglas en inglés, PSHA)] y las secuencias sísmicas evento principal réplicas [*análisis probabilístico de peligro sísmico debido a réplicas* (por sus siglas en inglés, PSHA)]. Criterios similares han sido adoptados (Bazzurro *et al*; 2004), (Luco *et al*; 2004).

El objetivo del análisis probabilístico de peligro sísmico (PSHA), es cuantificar la tasa de excedencia de varios niveles de movimiento de terreno en un sitio (o un mapa de sitio) dada una posibilidad de sismos.

El PSHA envuelve tres pasos:

- 1) especificación de fuentes de peligro sísmico
- 2) especificación de modelos de movimiento de terreno, y
- 3) el cálculo probabilístico.

Por lo que se refiere a su distribución espacial, en general, se producen réplicas en un área cerca al epicentro del evento principal, un factor que limita el número de áreas sismogénicas a considerar en el análisis. Como demostró Utsu, la magnitud de la distribución de réplicas, dado un evento de réplica, es prácticamente coincidente con la distribución del evento principal, la diferencia principal reside en la tasa media de eventos, de acuerdo a la *Ley de Omori modificada* (Utsu 1995) es inversamente proporcional al lapso de tiempo t transcurrido desde la ocurrencia del evento principal y depende de su magnitud M_m .

2.5 PARÁMETROS PARA DEFINIR EL PELIGRO SÍSMICO DEBIDO A RÉPLICAS.

Los eventos de secuencias sísmicas caracterizados por un evento principal con media o alta intensidad, son seguidos por réplicas con considerable intensidad, estas son observadas en muchas instancias como en Italia (Friuli 1976, Umbri-Marche 1997), Grecia (1986, 1988), Turkia (1992), y México (1985, 1993, 1994, 1995). En tales casos una estructura que es dañada por el evento principal puede ser incapaz de resistir la excitación de una réplica, incrementando el riesgo de un daño mayor o el colapso de la estructura. Si el sismo es moderado y causa daños severos que no son aparentes, surgen varios cuestionamientos como: sí la estructura puede ser ocupada, reparada o demolida.

El pronóstico de la tasa de réplicas y probabilidades, es un procedimiento rutinariamente desempeñado por centros sísmicos y observatorios. La utilidad de tal

predicción de evaluación del peligro sísmico ha sido claramente señalada Hough y Jones (1997) que notan como réplicas relativamente muy pequeñas generadas por sismos grandes pueden inducir daños y víctimas en poblaciones requiriendo de servicios de emergencia. Cuando el evento principal ocurre en áreas inhabilitadas las réplicas pueden potencialmente causar más daño. Las réplicas agrupan la probabilidad de un nuevo evento claramente que incrementa en tiempo–espacio próximo a un evento más fuerte.

Una significativa mitigación del riesgo sísmico puede ser realizada tomando medidas de emergencia apropiadas basadas en una estimación fiable de esta probabilidad.

La importancia de un pronóstico de la probabilidad de réplicas fue claramente evidenciada por una larga secuencia sísmica de Septiembre de 1997 a Mayo de 1998 en el área de Umbria – Marche. Donde un $M_w=6.0$ de evento principal precedido cinco horas antes un $M_w=5.8$ en la réplica, ocurre cerca del pequeño poblado de Colfiorito en el centro de Italia y fue seguido por cinco réplicas ($M_w \geq 5.0$) durante un periodo de alrededor de seis meses. El área más dañada fue significativamente extendida por las réplicas en el Sureste y Noroeste de Colfiorito.

Por lo tanto debido al alto grado de riesgo sísmico en Italia desde 1960 a 1996 se tiene una base de datos de sismos que calcula los parámetros del modelo de distribución tiempo–magnitud propuesto por Reasenberg y Jones (1989) y actualmente usado para pronosticar réplicas en California.

Desde 1981 a 1996 en Italia se han usado catálogos de la red sísmica local, con magnitud renovada conforme Gasperini (2001). Desde 1960 a 1980 fue usado el catálogo Progetto Finalizzato Geodinamica (PFG) con magnitud corregida para ser homogénea con los periodos siguientes. Alrededor de 40 secuencias son detectadas usando dos diferentes algoritmos y los resultados de los modelos son comparados. Los valores promedios de los parámetros de distribución $p = 0.93 \pm 0.2$, $\text{Log}_{10}(c) = -1.53 \pm 0.54$, $b = 0.96 \pm 0.18$ y $a = -1.66 \pm 0.72$) son justo de acuerdo al desempeño computacional similar en otras regiones del mundo. También se analizaron la variación espacial de los parámetros del modelo que pueden ser usados para predecir el desarrollo de las secuencias de los primeros cinco días de futuras crisis sísmicas en Italia, ante un modelado confiable de las progresivas secuencias, a demás algunos monogramas para estimar adecuadamente las probabilidades y tasas de réplicas.

En nuestro país se tienen pocos estudios enfocados a determinar el peligro sísmico ocasionado por réplicas. Uno de esos estudios fue el realizado por Ávila y Zuñiga (2007), los cuales debido a la importancia de dos de los parámetros a considerar para el peligro sísmico que son p de la relación de Omori-Utsu (fórmula modificada de Omori) y el valor de b , que es el valor de la pendiente en la relación Gutenberg – Richter que describe una ley potencial del tamaño de distribución de los sismos., se determinó el peligro sísmico debido a réplicas realizaron una regionalización de los parámetros p y b sobre la costa del Pacífico Mexicano (entre las coordenadas geográficas 115° a -91° de longitud) (ver Figura 2.10), usando la información de sismicidad del Servicio Sismológico Nacional (SSN) para años recientes (1988-2004), además se da la pauta para la evaluación futura de peligro sísmico en tiempo real conforme van ocurriendo las réplicas. Se seleccionaron eventos considerados susceptibles de generar réplicas importantes $M \geq 6$, con excepción de un evento ocurrido en la brecha de Guerrero la cual generó una inusual gran cantidad de réplicas, dando un total de 49 eventos analizados.

En general se encontró que los valores p tienen una tendencia a decrecer del Oeste del Pacífico Mexicano hacia el Este, lo cual parece estar relacionado con la edad de la placa y por consiguiente con la ductilidad del material. Los valores b se correlacionan adecuadamente con una segmentación propuesta previamente para la zona de subducción del Pacífico, los cuales varían en un rango de 1.2 a 0.8. Estos valores muestran una tenue relación inversa con los valores p , lo que conlleva a una relación directa con la edad de la placa.

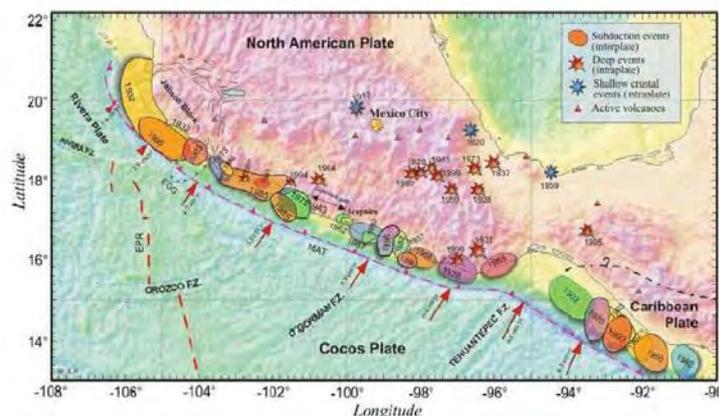


Figura 2.10. Mapa donde se observan las zonas de fractura y zonas de ruptura de algunos sismos importantes en México (tomado de Kostoglodov y Pacheco, 1999).

Obtenida la secuencia de réplicas de cada evento, se calcularon los valores de p y b , en la figuras 2.11 se muestra el ajuste realizado para el cálculo del valor de p , el cual arroja un valor alto indicando el rápido decremento de las réplicas. La Figura 2.12 muestra la línea ajustada al valor de b obtenido por máxima verosimilitud, donde se observa una magnitud de completitud de 3.5, ya que por debajo de ésta, las magnitudes no son reportadas adecuadamente, esto hace que la recta ajustada se desvíe de las observaciones.

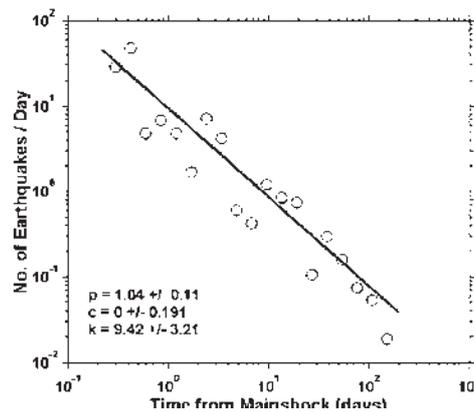


Figura 2.11. Gráfica para la obtención de los valores de p del evento de Colima de 1995 ($M_w = 7.3$), donde $p = 1.04 \pm 0.11$.

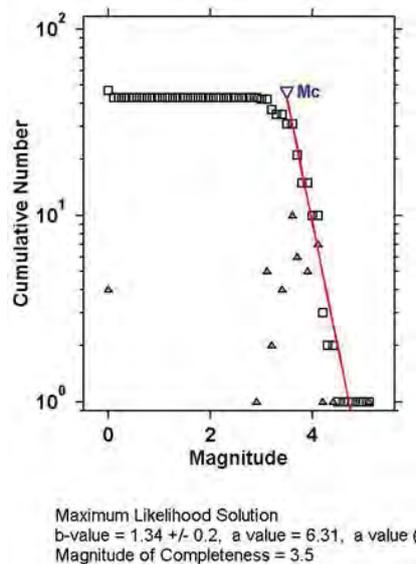


Figura 2.12. Gráfica de número acumulativo-magnitud, determinando el valor $b = 1.34 \pm 0.2$, con una magnitud de corte de 3.5, para la secuencia de réplicas del evento de Colima de 1995 ($M_w = 7.3$). Los cuadrados representan una secuencia acumulada de los eventos, mientras que los triángulos la secuencia de eventos sin acumular.

Ávila y Zúñiga en su estudio encontraron que los segmentos con mayor área de ruptura se encuentran hacia el Oeste del Pacífico Mexicano, los cuales tienen altos valores de p y bajos valores de b , mientras que hacia el Este se encuentran altos valores de b y bajos valores de p , aquí se localizan eventos cuyas áreas de ruptura son relativamente pequeñas que las del Oeste (Figuras 2.13 y 2.14). Recordemos que un valor alto de p indica que la disminución de las réplicas con respecto al tiempo es más rápida. Lo contrario ocurre cuando se tiene un valor bajo de p .

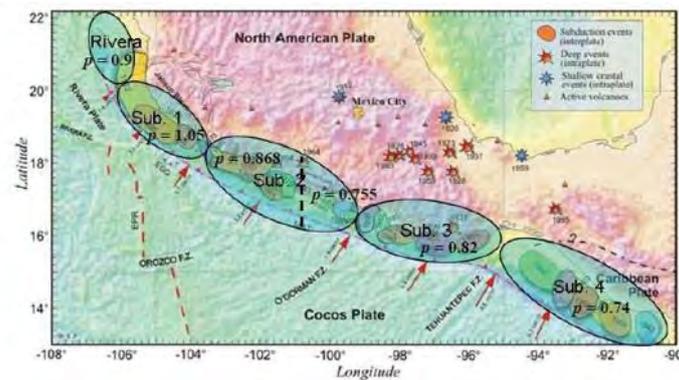


Figura 2.13. Mapa con los segmentos propuestos por Zúñiga y Guzmán (1994) (Elipses) se muestran los valores p encontrados para cada uno de ellos, así como las zonas de fractura y zonas de ruptura de algunos sismos importantes en México (tomado de Kostoglodov y Pacheco, 1999).

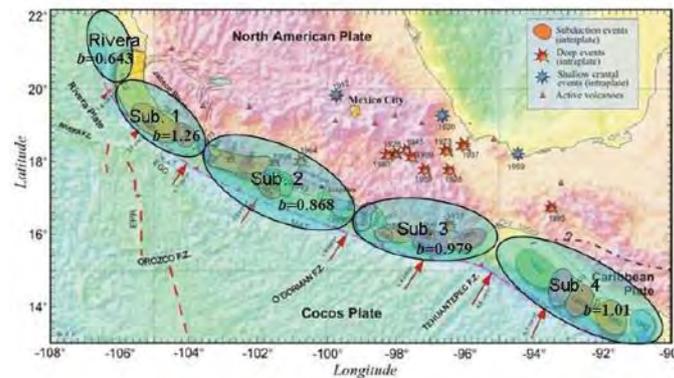


Figura 2.14. Mapa con los segmentos propuestos por Zúñiga y Guzmán (1994) (Elipses), mostrando los valores b encontrados para cada uno de ellos, así como las zonas de fractura y zonas de ruptura de algunos sismos importantes en México (tomado de Kostoglodov y Pacheco, 1999)

Por ello el peligro sísmico ocasionado por las réplicas es mucho mayor para la parte Este del Pacífico Mexicano, donde los valores de p son bajos y por consiguiente la disminución de las réplicas es más lenta. Esto desde el punto de vista de la ingeniería es

de suma importancia, ya que los eventos sísmicos producen fuerzas laterales sobre las estructuras expuestas a estos esfuerzos variables por un tiempo más largo. Las estructuras llegan a sufrir daños, los cuales pueden llevar a la estructura a la falla por fatiga. Lo contrario ocurre, cuando las estructuras no están expuestas a estos esfuerzos por un tiempo prolongado, como es el caso para el Oeste del Pacífico Mexicano. Allí los valores de p son mayores y las estructuras podrían soportar los esfuerzos sin llegar a la falla, por ello un buen diseño sísmico de las estructuras es necesario.

Respuesta de Puentes Existentes ante Secuencias Sísmicas

3.1 INTRODUCCIÓN

En la actualidad, existe un consenso entre la comunidad enfocada a la ingeniería sísmica de que el daño en las estructuras es consecuencia de las demandas de desplazamiento lateral inducidas a la estructura durante una excitación sísmica. Por ello, las metodologías modernas encaminadas a la evaluación de estructuras existentes se basan en una evaluación de las demandas máximas de desplazamientos inelástico debido a un evento sísmico principal. Sin embargo, las estructuras civiles no son expuestas a un sólo evento sísmico, sino a una secuencia sísmica formada por sismos precursores, un evento principal y réplicas. Como consecuencia, reconocimientos de campo llevados han mostrado que una estructura dañada, o aún sin dañar, debido al evento sísmico principal podrían incrementar su estado de daño debido a la presencia de réplicas. Por ejemplo, varias pilas de concreto reforzado del distribuidor I-5/I-605 fueron dañadas después del sismo de Whittier Narrows ocurrido el 1º. de octubre de 1987 ($M_w=5.9$), las cuales incrementaron su estado de daño después de la réplica principal (magnitud local, $M=5.3$) ocurrida tres días después (Priestley, 1988). Ante este panorama, el proceso de evaluación sísmica debería considerar el efecto de las secuencias sísmicas evento principal-réplicas en la respuesta de estructuras existentes.

En este capítulo se presentan los resultados de un estudio analítico orientado a evaluar la respuesta sísmica de puentes carreteros típicos en el inventario nacional al ser sujetos a secuencias sísmicas evento principal–réplicas registradas en estaciones acelerográficas, ubicadas en la zona de subducción del Pacífico mexicano.

3.2 PUENTES CARRETEROS CONSIDERADOS EN ESTE ESTUDIO

3.2.1 Antecedentes

Recientemente, en la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo se recopiló un inventario de 76 puentes carreteros, de los cuales el 45.3% fueron construidos en el periodo de 1960 a 1980, en el cual se especifican sus características geométricas y estructurales básicas, los materiales con los que están contruidos, su estado físico y los datos de tránsito de los vehículos que soportan (Jara et al, 2006). Del total de puentes, alrededor del 53.7% tienen una altura de la subestructura menor a 5 m, mientras que un 31.7% y un 12.2% tienen una altura de la superestructura entre 5-10 m y 10-15 m, respectivamente. Asimismo, en suma, el 13.2% de los puentes registrados cuenta con pilas de concreto reforzado en la dirección transversal de una, dos, o más columnas.



Figura 3.1. Vista general de puentes vehiculares típicos en el sistema carretero mexicano.

3.2.2 Configuración

A fin de considerar la tipología de puentes carreteros construidos en México, en este estudio se decidió considerar tres configuraciones típicas, consistentes de puentes con una, dos y tres pilas en la subestructura (ver Figura 3.2), teniendo cada configuración tres diferentes alturas (5 m, 10 m, y 15 m).



Figura 3.2. Configuración transversal típica de puentes de concreto reforzado construidos en el país.

En los tres casos, el tablero está formado por un trabe cajón de concreto reforzado con un ancho de calzada de 10 m, la cual descansa sobre apoyos de neopreno laminado. La sección transversal del cabezal es de 1.2 m x 1.5 m x 11.25 m. Finalmente, se consideró que la cimentación es suficientemente rígida, ya que los puentes se ubican en terreno firme. Las configuraciones seleccionadas se ilustran en la Figura 3.3.

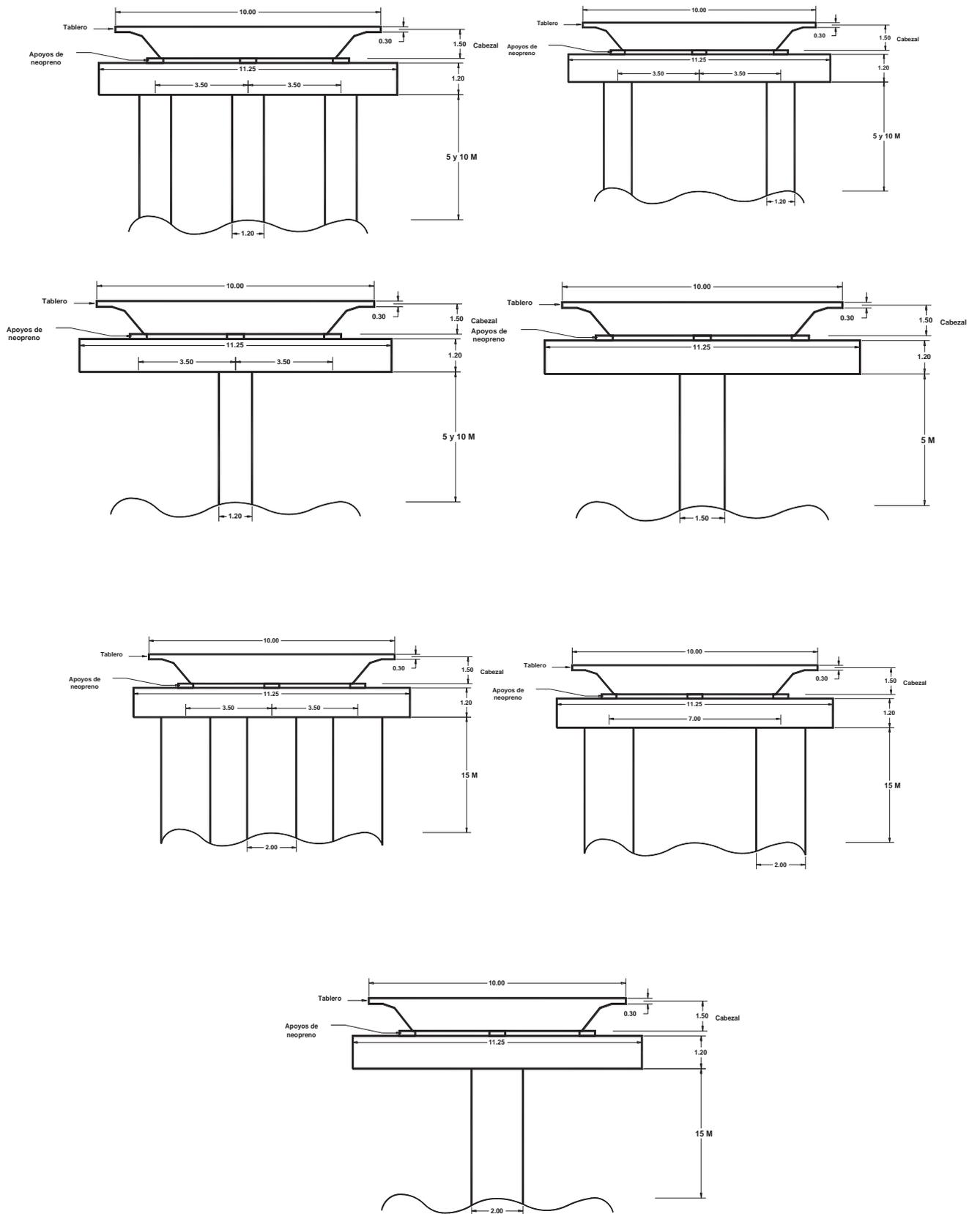


Figura 3.3. Ilustración de las configuraciones transversales de los modelos de puentes tipo considerados para este estudio con sus respectivas características geométricas.

3.2.2 Consideraciones de Modelado

Cada configuración ilustrada en la Figura 3.3 se modeló como un marco bidimensional mediante el programa de computo RUAMOKO (Carr, 2004). En la Figura 3.4 se ilustra el modelo analítico correspondiente a una configuración con tres columnas en la subestructura. Las columnas se modelaron como con elementos barra, donde la deformación inelástica se concentró en las articulaciones plásticas que se forman en los extremos de los elementos. Adicionalmente, los apoyos de neopreno se modelaron con elementos resorte orientados verticalmente y el cabezal se modelo como elementos barra, con comportamiento elástico. Para fines de análisis, la masa fue concentrada en el nodo superior de la sección transversal (nodo 1) al cual llega un peso de 771 toneladas y esta se distribuye de acuerdo al número de columnas con la que cuente la sección transversal. Este peso corresponde al tablero, parapeto, asfalto, cabezal y 20% de carga viva.

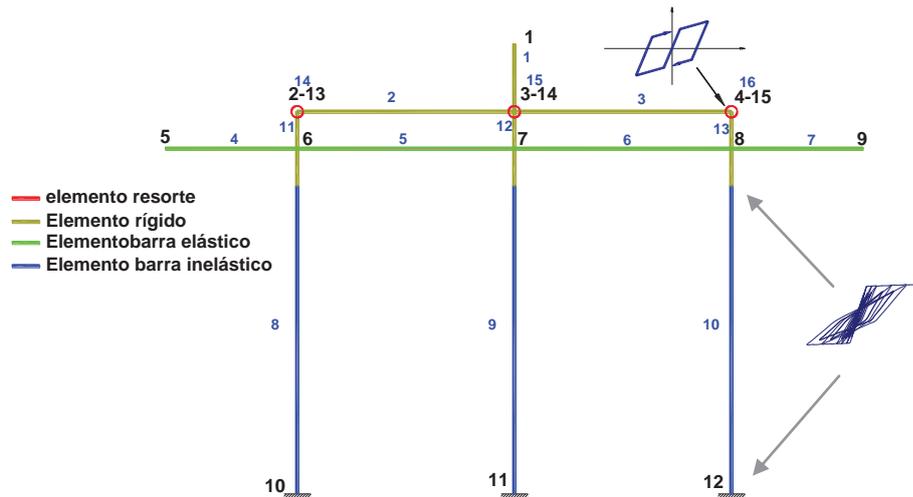


Figura 3.4. Modelado de la sección transversal de un puente.

3.2.3.1 Modelado del cabezal

En la Tabla 3.1 se describen las propiedades geométricas del cabezal, el cual fue modelado como un elemento viga (Giberson) con inercia infinitamente rígida con la finalidad de conectar elementos y transmitir propiedades.

Tabla 3.1. Propiedades geométricas del cabezal.

Cabezal		
Propiedades de la sección		
Área	1.8	m^2
Constante de torsión	0.4434	m^4
Momento de inercia alrededor del eje 3	0.216	m^4
Momento de inercia alrededor del eje 2	0.3375	m^4
Área de cortante en dirección 2	1.5	m^4
Área de cortante en dirección 3	1.5	m^4

3.2.3.2 Modelado de los Apoyos

Las características de los apoyos se describen en la Tabla 3.2. Se modelaron como elementos resorte con un comportamiento histerético bilineal, cuya rigidez $k = 1421.48$ kg/mm y un $f'_y = 7228.23$ kg (Ver figura 3.5)

Tabla 3.2. Características de los apoyos de neopreno.

	$L_a \times B_a$ (mm)	H_a (mm)	P_0 (kg)	K_r (kg/mm)
Apoyo en pilas	610 x 406	175	272,894.24	181.56

P_0 es carga vertical en el apoyo

K_r es la rigidez a corte del apoyo

H_a es la altura del apoyo

$L_a \times B_a$ son la longitud y el ancho del apoyo

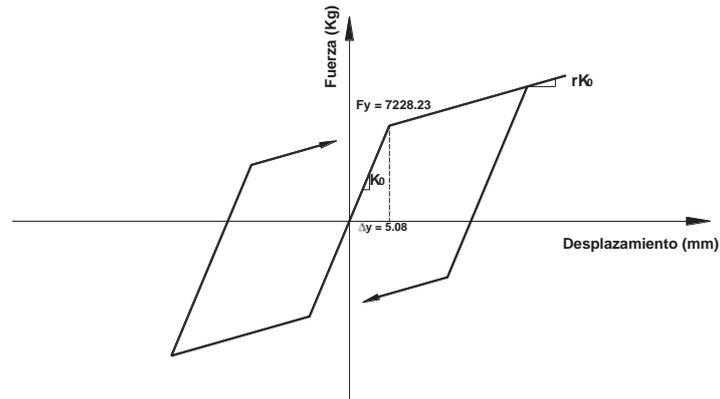


Figura 3.5. Modelo bilineal de los apoyos de neopreno en la pila.

3.2.2.3 Modelado de las Pilas

En las Tablas 3.3 se describen las propiedades geométricas de las columnas de 1.20, 1.50 y 2.00 m de diámetro. Las columnas fueron modeladas como elementos viga (Giberson) el cual considera que la deformación inelástica se concentra en las articulaciones plásticas que se forman en los extremos del elemento.

Tabla 3.3. Propiedades geométricas de las columnas.

Diámetro de la columna (m)	Área (m ²)	Constante de Torsión (m ⁴)	Inercia alrededor del eje 2 y 3 (m ⁴)	Área de cortante en la dirección 2 y 3 (m ²)
1.20	1.131	0.204	0.102	1.018
1.50	1.767	0.497	0.249	1.590
2.00	3.142	1.570	0.785	2.827

Para las columnas de los puentes se tiene un esfuerzo a la compresión, f'_c , de 250 kg/cm² y un esfuerzo de fluencia, f'_y , de 4218.22 kg/cm². La relación esfuerzo – deformación para el concreto y el acero se muestra en las Tablas 3.4, 3.5 y 3.6, con su modelo correspondiente (ver Figura 3.6).

Tabla 3.4. Valores de la curva esfuerzo - deformación del concreto sin confinar.

Valores del Concreto sin confinar		
Resistencia a la compresión 28 días	250	kg/cm^2
Deformación de fluencia	1.40E-03	
Deformación correspondiente al esfuerzo máximo	2.00E-03	
Deformación del desconchamiento del concreto	6.00E-03	
Deformación última	4.00E-03	
Módulo de elasticidad del concreto	221316.0855	kg/cm^2

Tabla 3.5 Valores de la curva esfuerzo - deformación del concreto confinado.

Valores del Concreto confinado (Modelo de Mander)		
Resistencia a la compresión 28 días	250	kg/cm^2
Resistencia del concreto confinado	289.16	
Deformación de fluencia	2.496E-03	
Deformación última	8.885E-03	
Módulo de elasticidad del concreto	238962.3172	kg/cm^2

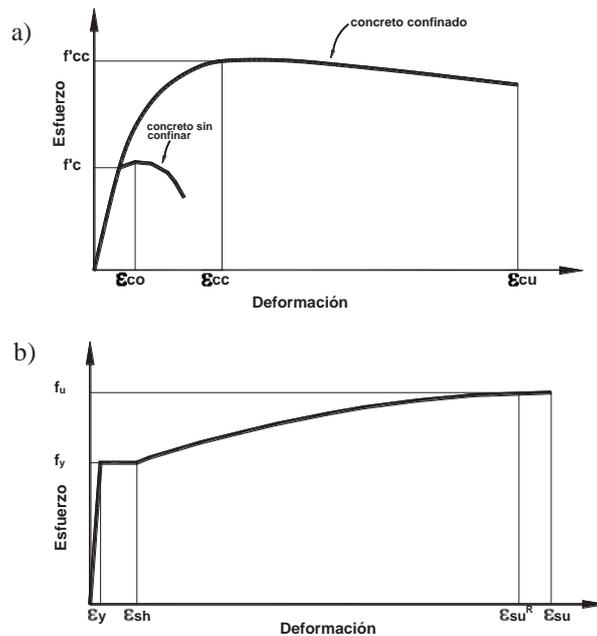


Figura 3.6. Modelo de esfuerzo–deformación: a) concreto sin confinar y confinado, y b) acero de refuerzo

Tabla 3.6. Valores de la curva esfuerzo – deformación del acero.

Modelo del acero (zona de endurecimiento por deformación parabólica)		
Acero estándar y grado	A615 grado 42	
Esfuerzo de fluencia	4218.22	kg/cm ²
Esfuerzo de fractura	6327.33	kg/cm ²
Deformación inicial en la zona de endurecimiento por deformación	0.008	
Deformación última	0.09	
Módulo elasticidad	2038807.65	kg/cm ²

A fin de estudiar la respuesta sísmica de las pilas de puentes existentes construidos en diferentes épocas, se escogieron tres niveles de cuantía de refuerzo longitudinal, ρ_l , y transversal, ρ_t , para cada pila. Los valores de ρ_l fueron tomados del estudio de Rivera (2006), quien revisó un inventario de puentes que corresponden a tres épocas de construcción: 1) antes de 1972 (Caso I), 2) de 1972 a 1992 (Caso II), y 3) después de 1992. En la Tabla 3.7 se presentan los valores de ρ_l , y ρ_t , para cada caso.

Tabla 3.7. Cuantía de acero longitudinal y transversal de las columnas.

refuerzo	Caso I	Caso II	Caso III
ρ_l [%]	0.75	1.50	2.00
ρ_t [%]	0.15	0.50	0.70

En la Tabla 3.8 se especifica el detallado de las columnas y en la Tabla 3.9 se indican las longitudes de articulación plástica empleadas para determinar los diagramas de momento-curvatura, $M - \phi$, para cada pila.

Tabla 3.8. Especificaciones del detallado de la columna.

Cuantía de acero	Diámetro de columna circular (m)	Número de Estribo circular	Separación de estribos (cm)	recubrimiento (cm)	Número de varilla longitudinal	Número de varillas longitudinales
Caso I	1.20	4	32	7	8	17
Caso II		4	10		10	21
Caso III		5	11		10	28
Caso I	1.50	4	25		8	26
Caso II		5	12		10	33
Caso III		6	12		14	25
Caso I	2.00	4	18		10	29
Caso II		5	9		14	33
Caso III		6	9		18	25

Tabla 3.9. Longitudes de articulación plástica de las columnas.

Diámetro de columna (m)	Altura de la columna (m)	Longitud de articulación plástica (cm)		
		Caso I	Caso II	Caso III
1.20	5	62.87	68.58	68.58
	10	102.87	108.59	108.59
	15	142.84	148.56	148.56
1.50	5	62.86	68.58	80.01
2	5	68.58	80.01	102.87
	10	108.59	120.02	131.44
	15	148.56	159.99	171.42

Para generar los diagramas $M - \phi$ de cada una de las secciones transversales de la pila consideradas en esta investigación, se empleó el programa de computadora XTRACT (ISS, 2004). El programa discretiza la sección transversal de la columna en fibras (ver Figura 3.7) y a cada fibra (capa) se le asocia el tipo de material y a su modelo esfuerzo-deformación correspondiente (concreto sin confinar, confinado y acero).

En las columnas de concreto reforzado influyen varios parámetros que repercuten en el comportamiento sísmico, especialmente en la capacidad para sostener grandes demandas de desplazamiento inelástico. Algunas variables importantes a considerar son la relación de aspecto, la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal, la magnitud de la carga axial a compresión y la historia de carga lateral. La importancia de estas variables se ve representada en los diagramas $M - \phi$.

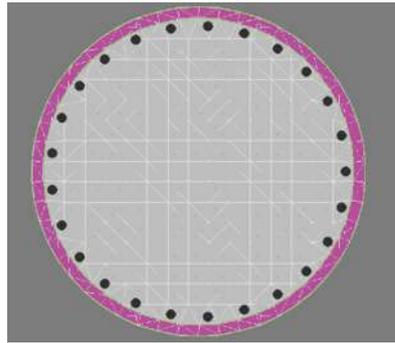


Figura 3.7. Sección transversal de una columna modelada en el programa XTRACT.

Aunque, la relación de carga axial varía entre 0.0 y 0.7 de la capacidad del área gruesa de la sección transversal, la carga axial aplicada a columnas es menor a $0.1 Agf'c$, la cual es típica para el diseño de una columna de puente, por lo tanto para nuestro estudio se consideró un $P = 0.1 Agf'c$.

Por ejemplo, en la figura 3.8 se muestra la influencia del nivel de carga axial en los diagramas $M - \phi$, correspondientes al caso I. Como puede apreciarse, un incremento en el nivel de carga axial permite incrementar la resistencia pero disminuye la capacidad de curvatura de la sección y, en consecuencia, su capacidad de rotación.

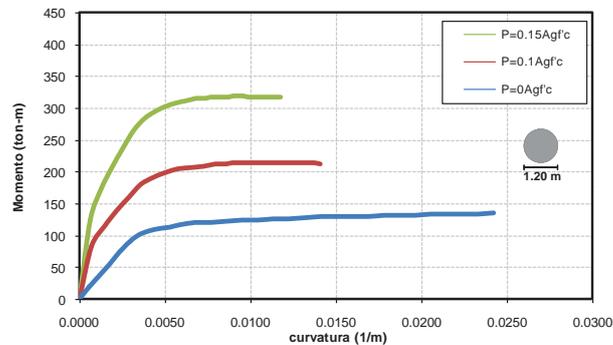


Figura 3.8. Comparación de los diagramas $M - \phi$ obtenidos para tres niveles de carga axial correspondientes a columnas de 1.2 m de diámetro.

Asimismo, se muestran las graficas $M - \phi$ de los casos seleccionados en este estudio para un $P = 0.1 Agf'c$, apreciándose que conforme aumenta la cuantía de acero aumenta la resistencia y disminuye la capacidad de curvatura.

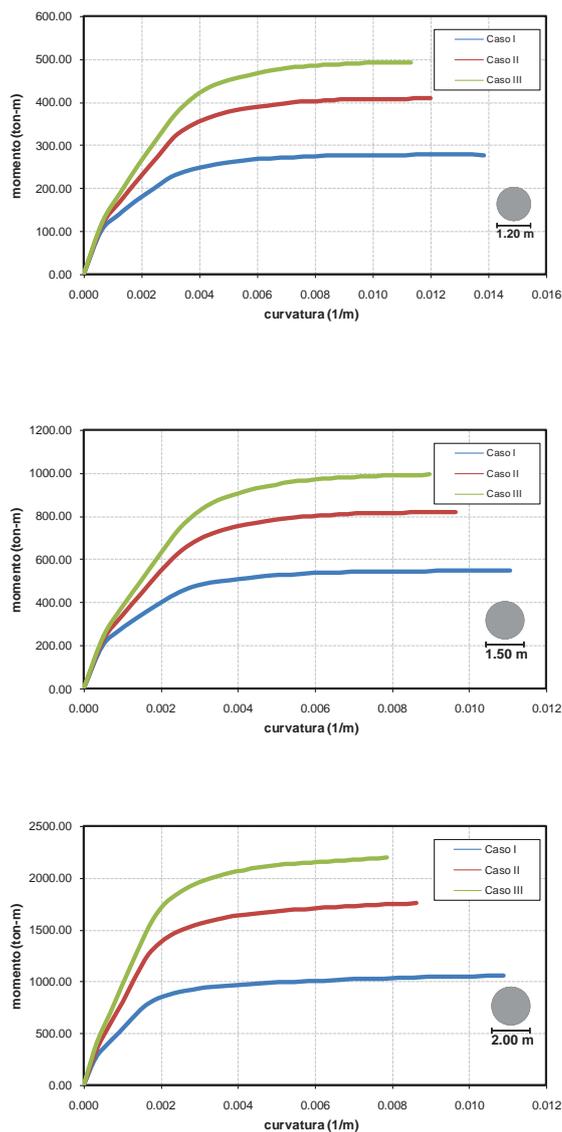


Figura 3.9. Gráficas de $M - \phi$ para tres diámetros diferentes (1.20 m , 1.50 m , y 2.00 m), con $P = 0.1 A_g f' c$.

La cuantía de refuerzo longitudinal influye en la curvatura y esta a su vez en la ductilidad, como se ilustra en la Figura 3.9, la capacidad de curvatura se incremento en las columnas con menor refuerzo longitudinal y menor porcentaje de carga axial.

A fin de determinar la resistencia de fluencia de cada pila (es decir, el momento de fluencia, M_y), en esta investigación se empleo el criterio de CALTRANS (California Department of Transportation, por sus siglas en inglés). De acuerdo a este criterio (ver Figura 3.10), cada curva $M - \phi$ se idealizó mediante una curva bilineal que representa una envolvente $M - \phi$ elastoplástica perfecta. De esta manera, la porción elástica de la curva

idealizada pasa a través del punto correspondiente a la primera fluencia de la varillas de refuerzo. Finalmente, la capacidad del momento plástico idealizado es obtenida por balance de áreas entre la curva real y la idealizada más allá del primer punto de fluencia de la varilla de refuerzo (Caltrans, 2004).

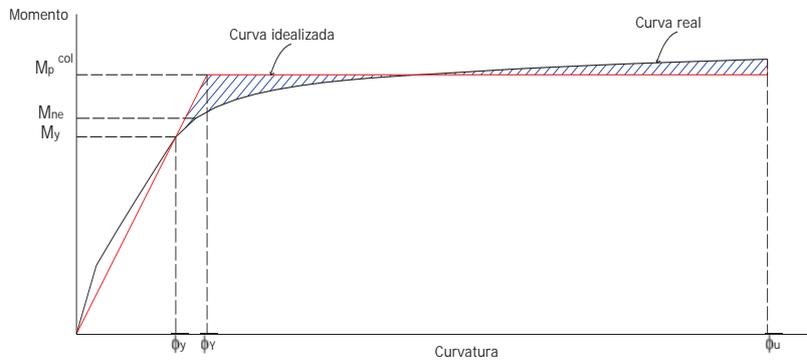


Figura 3.10. Idealización de la curva $M - \phi$ como una respuesta elastoplástica perfecta, de acuerdo a las especificaciones de Caltrans (2004).

Empleando el método descrito anteriormente, se obtuvieron los valores de M_y para cada pila, así como su correspondiente ductilidad de curvatura μ_ϕ (es decir, la curvatura última normalizada respecto a la curvatura de fluencia). En la Tabla 3.7 se resumen los valores encontrados para cada caso.

Tabla 3.10 . Momento de fluencia, M_y , y ductilidad de curvatura, μ_ϕ , obtenidas para cada pila

Diámetro de columna (m)	cuantía de refuerzo	M_y [t - m]	μ_ϕ
1.20	Caso I	270.08	3.80
	Caso II	393.96	3.06
	Caso III	472.58	2.81
1.50	Caso I	530.98	3.87
	Caso II	905.57	3.58
	Caso III	928.15	2.79
2.00	Caso I	996.23	5.29
	Caso II	1657.6	3.88
	Caso III	2077.08	3.40

La relación histerética momento-curvatura en las articulaciones plásticas se idealizó con el modelo de Takeda modificado (TK), disponible en la biblioteca del programa de computo RUAUMOKO (Carr, 2004), el cual considera la degradación de rigidez en los ciclos de

carga y descarga. Este modelo ha sido empleado comúnmente para representar el comportamiento histerético de pilas de concreto reforzado sujetas a cargas laterales cíclicas reversibles del tipo sísmico. En la Figura 3.11 se ilustra el modelo histerético de Takeda.

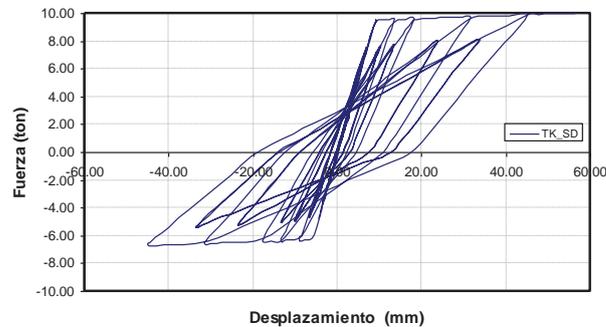


Figura 3.11. Modelo de Takeda, sin degradación de resistencia (TK_SD)

Asimismo, en esta investigación también se incluyó el modelo de Takeda con deslizamiento (TKS), el cual considera tanto la degradación de rigidez como el estrechamiento de los lazos de histéresis durante la recarga, el cual puede atribuirse a un detallado del refuerzo inadecuado, o un posible deslizamiento del acero de refuerzo longitudinal con el concreto que lo rodea. En la Figura 3.12 se ilustra este tipo de comportamiento.

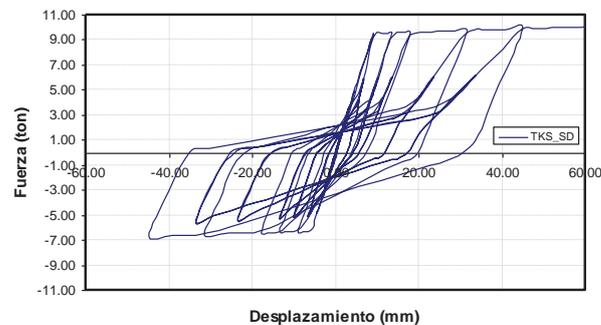


Figura 3.12. Modelo de Takeda con deslizamiento sin degradación de resistencia (TKS_SD)

Adicionalmente, los modelos histeréticos mencionados incluyeron el efecto de degradación de resistencia mediante el criterio incluido en el programa RUAUMOKO (Carr, 2004). El criterio consiste en multiplicar la fuerza ante cargas laterales por la envolvente definida en la Figura 3.13. En dicha envolvente, se definen los siguientes parámetros: DUCT1 es la ductilidad a la cual comienza la degradación de resistencia, DUCT2 es la ductilidad de transición en la degradación de resistencia, RDUCT es la resistencia residual como una

fracción de la resistencia inicial de fluencia, DUCT3 es la ductilidad a 0.01 de la resistencia inicial, y RCYC es el porcentaje de reducción de resistencia en cada ciclo de comportamiento inelástico.

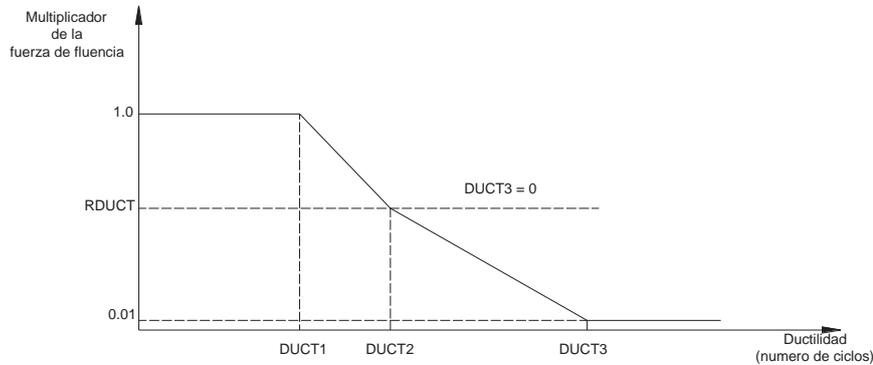


Figura 3.13. Factor de reducción de fuerzas laterales para incluir la degradación de resistencia en la respuesta histerética.

De esta manera, se consideraron dos casos de degradación de resistencia para los modelos TK y TKS: 1) moderada degradación de resistencia (MD), y 2) alta degradación de resistencia (AD). En la Figura 3.14 se ilustran el tipo de comportamiento histerético que incluye la degradación de resistencia, mientras que en la Tabla 3.11 se muestran los valores considerados en los archivos de entrada.

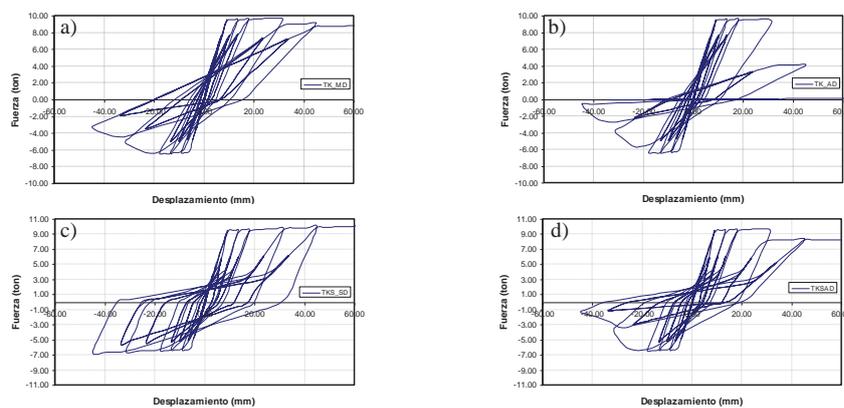


Figura 3.14. Tipos de comportamiento histerético considerados para este estudio: Takeda modificado, TK: a) moderada degradación de resistencia (TK_MD), b) alta degradación de resistencia (TK_AD), y Takeda con deslizamiento, TKS: c) moderada degradación de resistencia (TKS_MD), d) alta degradación de resistencia (TKS_AD).

Tabla 3.11. Parámetros que controlan la pérdida de resistencia.

Caso	DUCT1	DUCT2	RDUCT	DUCT3
TK_MD	Ductilidad del elemento (análisis momento – curvatura)	8	0.3	10
TK_AD	Ductilidad del elemento	5	0.5	7
TKS_MD	Ductilidad del elemento	8	0.3	10
TKS_AD	Ductilidad del elemento	6	0.2	8

3.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL INCREMENTAL

Una vez que se modelaron las secciones transversales de los puentes a estudiar, se procedió a realizar un análisis estático no lineal incremental (AENLI) para cada caso mediante el programa RUAUMOKO (Carr, 2004). Para fines de ilustración, en las Figuras 3.15, 3.16, 3.17, 3.18, 3.19 se muestra la curva cortante basal normalizado con respecto al peso del puente (V/W)– desplazamiento lateral en la parte superior de la pila (Δ_p).

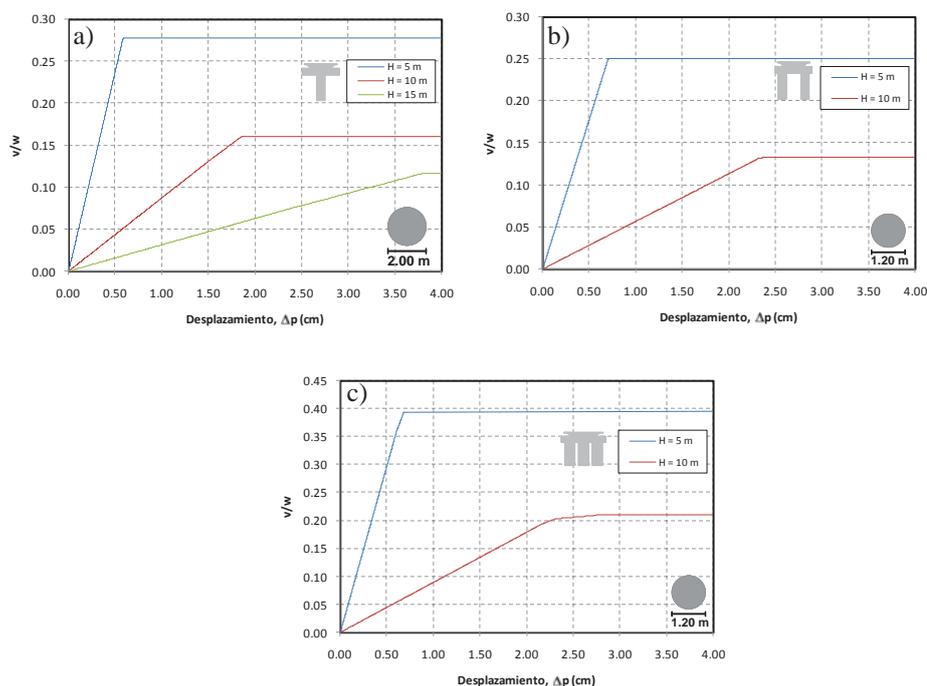


Figura 3.15. Resultado del AENLI para el caso I.

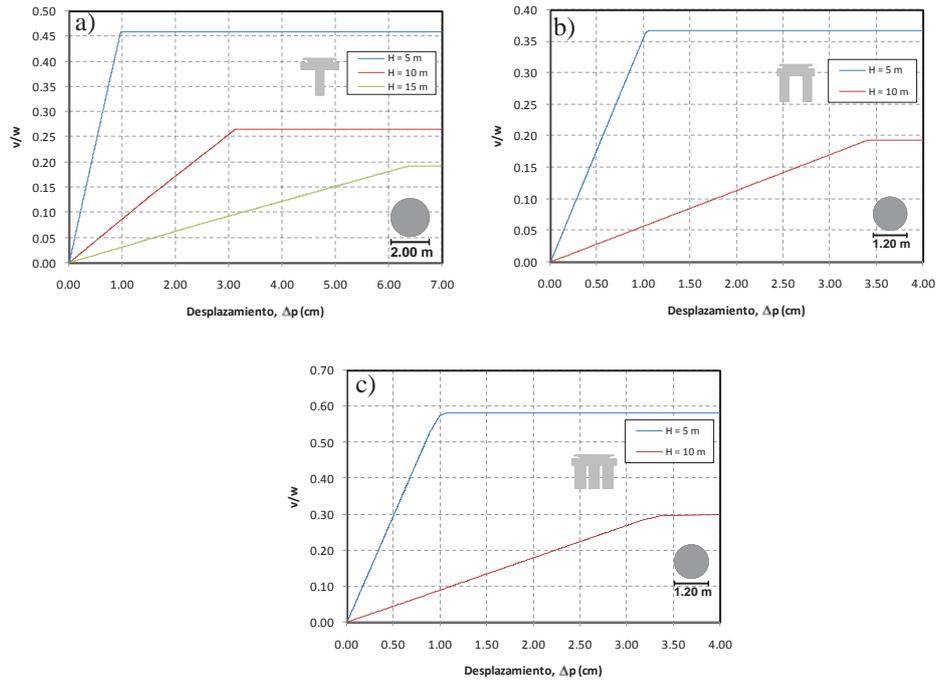


Figura 3.16. Resultado del AENLI para el caso II.

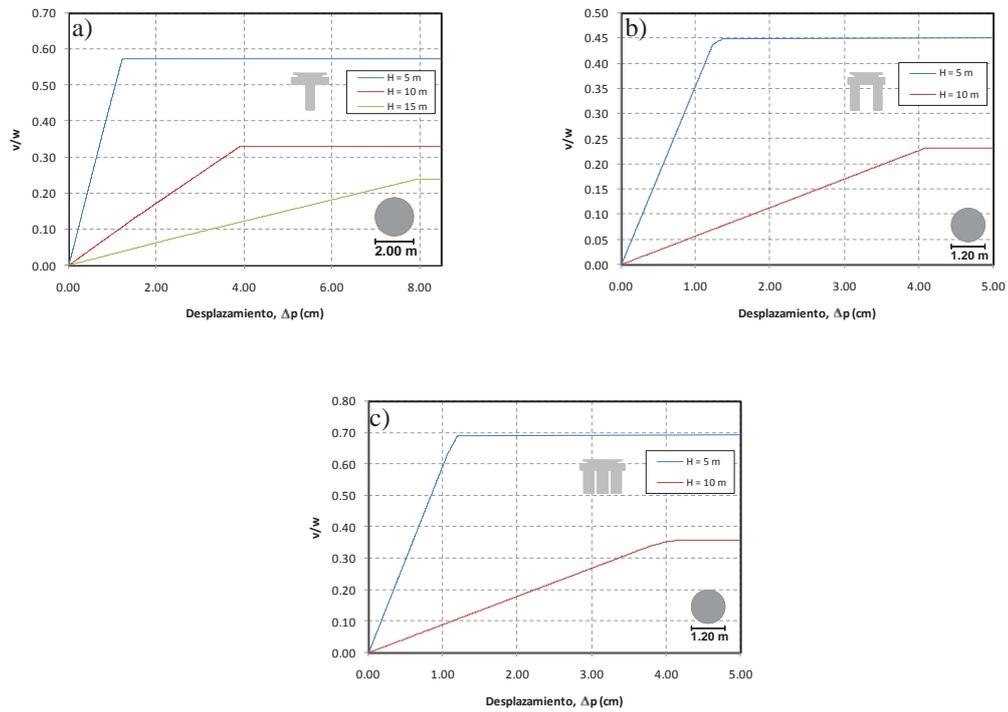


Figura 3.17. Resultado del AENLI para el caso III.

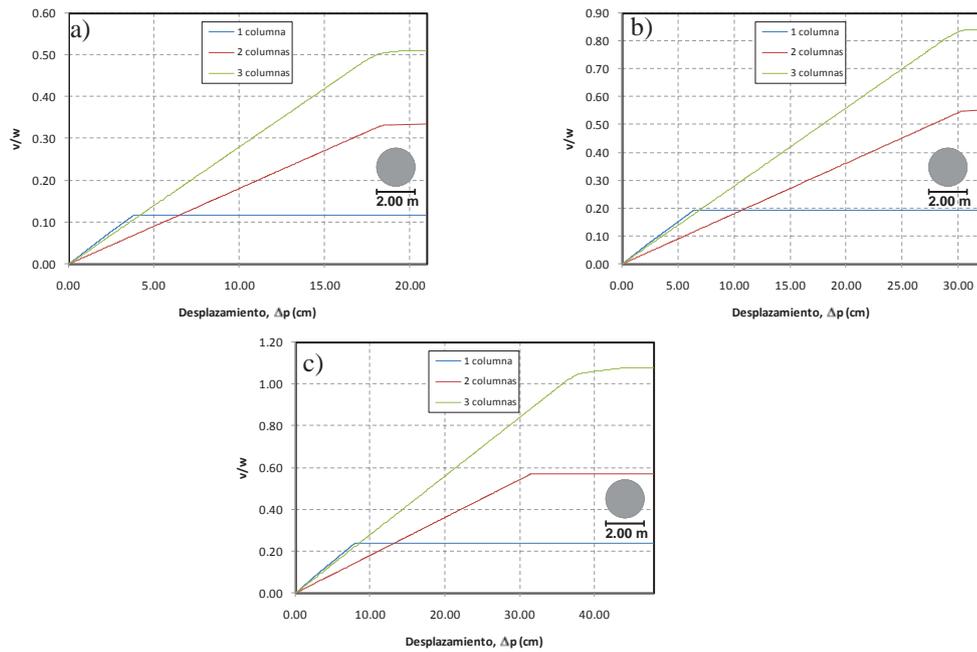


Figura 3.18. Resultado del AENLI para las columnas de 15 m de altura: a) caso I, b) caso II y c) caso III.

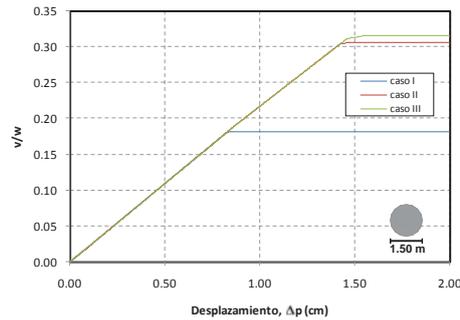


Figura 3.19. Resultado del AENLI para las columnas de 5 m de altura y tres diferentes cuantías de acero.

En la Tabla 3.12 se resumen los resultados obtenidos de los análisis estáticos no lineales incrementales para cada caso, la nomenclatura empleada para denominar las diferentes secciones de los puentes es la siguiente:

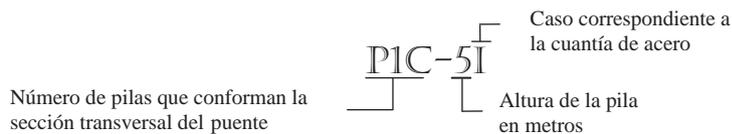


Tabla 3.12. Detalles de las columnas: nomenclatura asignada, longitud, diámetro de la columna, relación de aspecto, refuerzo longitudinal y transversal, periodo desplazamiento de fluencia, cortante basal normalizado respecto al peso.

Caso	Puente	H [m]	D_c [m]	L/D_c [m/m]	ρ_l [%]	ρ_t [%]	T (s)	Δ_y (cm)	v/w		
I	P3C	5	1.20	4.17	0.75	0.15	0.26	0.69	0.40		
	P2C		1.20	4.17			0.34	0.71	0.25		
	P1C		1.50	3.33			0.43	0.85	0.18		
	P1C		2.00	2.50			0.29	0.61	0.28		
II	P3C	5	1.20	4.17	1.50	0.50	0.26	1.07	0.58		
	P2C		1.20	4.17			0.34	1.06	0.37		
	P1C		1.50	3.33			0.43	1.44	0.30		
	P1C		2.00	2.50			0.29	0.99	0.46		
III	P3C	5	1.20	4.17	2.00	0.70	0.26	1.22	0.69		
	P2C		1.20	4.17			0.34	1.38	0.45		
	P1C		1.50	3.33			0.43	1.48	0.31		
	P1C		2.00	2.50			0.29	1.24	0.57		
I	P3C	10	1.20	8.33	0.75	0.15	0.67	2.36	0.20		
	P2C		1.20	8.33			0.84	2.38	0.13		
	P1C		2.00	5.00			0.68	1.88	0.16		
II	P3C		10	1.20	8.33	1.50	0.50	0.67	3.45	0.30	
	P2C			1.20	8.33			0.84	3.43	0.19	
	P1C			2.00	5.00			0.68	3.15	0.27	
III	P3C			10	1.20	8.33	2.00	0.70	0.67	4.19	0.36
	P2C				1.20	8.33			0.84	4.11	0.23
	P1C				2.00	5.00			0.68	3.94	0.33
I	P3C	15			2.00	7.50	0.75	0.15	1.20	18.30	0.50
	P2C				2.00	7.50			1.49	18.63	0.33
	P1C				2.00	7.50			1.13	3.82	0.12
II	P3C		15		2.00	7.50	1.50	0.50	1.20	30.66	0.84
	P2C				2.00	7.50			1.49	30.51	0.55
	P1C				2.00	7.50			1.13	6.38	0.19
III	P3C			15	2.00	7.50	2.00	0.70	1.20	38.58	1.05
	P2C				2.00	7.50			1.49	31.55	0.57
	P1C				2.00	7.50			1.13	8.00	0.24

En la Figura 3.20 se muestra una comparación de la resistencia lateral normalizada obtenida del AENLI, para cada caso, con el espectro de diseño (aceleración espectral normalizada respecto a la gravedad, S_a / g) establecido en la edición 1993 del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993) correspondiente a la zona D y terreno tipo I. Asimismo, en la misma figura se ilustra el espectro de diseño reducido por ductilidad considerando un factor de comportamiento sísmico igual a dos ($Q=2$).

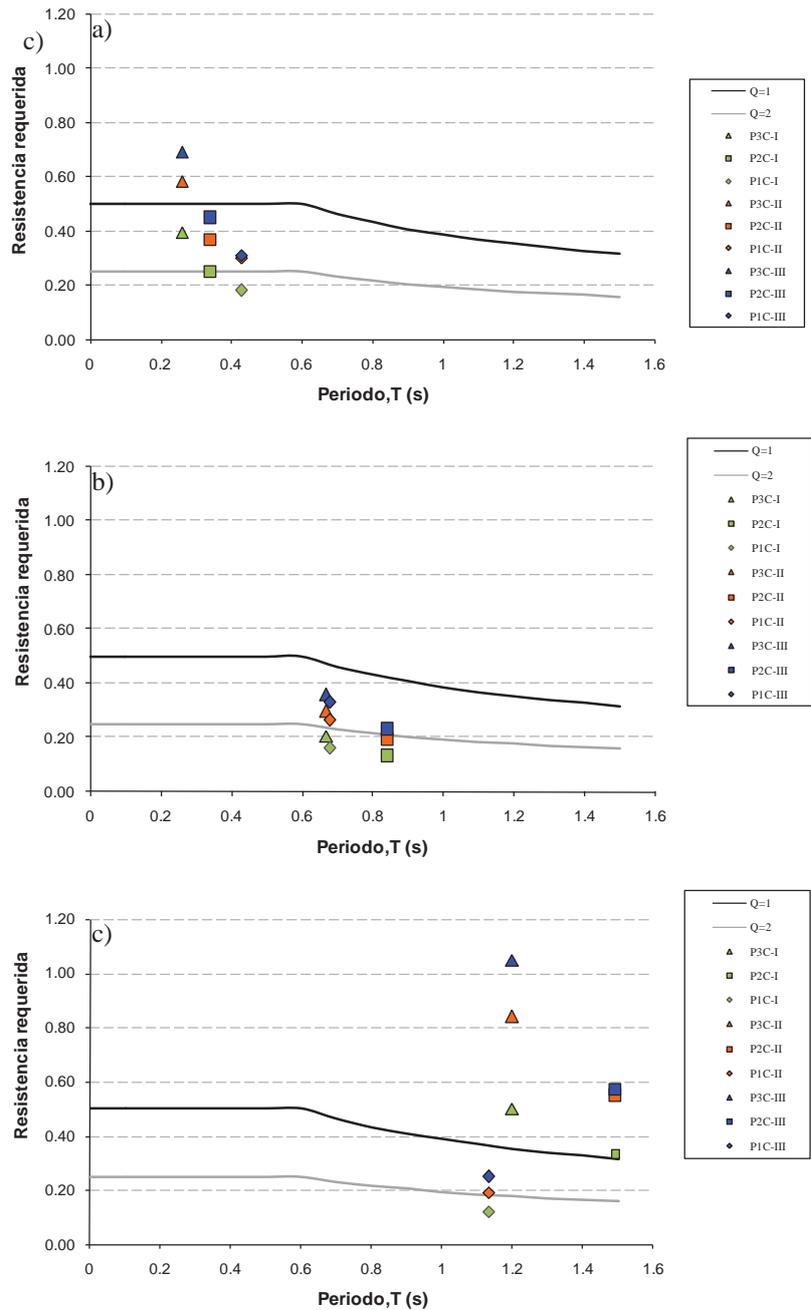


Figura 3.20. Comparación de la resistencia lateral normalizada y la resistencia lateral requerida: a) pilas con 5m de altura, b) pilas con 10 m de altura y c) pilas con 15 m de altura.

Para el caso de las pilas con 5 m de altura, puede verse que la resistencia lateral proporcionada en la mayoría de los casos es superior a la resistencia de diseño requerida considerando comportamiento elástico e inelástico, excepto para los casos de P1C-I y P2C-I. Para el caso de los modelos P1C-10I, P2C-10I, P2C-10II, P3C-10I y P1C-15I tienen una resistencia lateral inferior requerida considerando comportamiento inelástico, lo cual refleja la actualización del espectro de diseño sísmico. Sin embargo, la mayoría de los

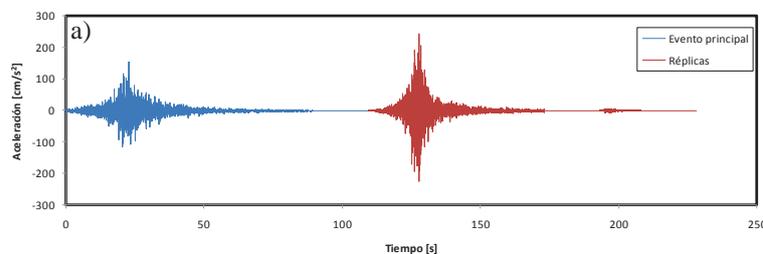
modelos analíticos reflejan la sobre-resistencia estructural con que se diseñan los puentes carreteros en México.

3.4 SECUENCIAS SÍSMICAS Y CRITERIO DE ESCALAMIENTO

3.4.1 Secuencias Sísmicas Seleccionadas

De un catálogo de 52 secuencias sísmicas identificadas por Maldonado (2006), se seleccionaron 5 secuencias evento principal–réplicas, las cuales fueron registradas en los estados de Guerrero y Michoacán. A continuación, se describen sus características principales:

- PAPH850919 (comp. S00W, $AMT= 154.95 \text{ cm/s}^2$). Esta secuencia contiene dos réplicas, la primera tiene una AMT aproximadamente del doble de la presentada durante el evento principal, mientras que la segunda réplica contiene aceleraciones de magnitud pequeña.
- UNIO850919 (comp. S90E, $AMT= 148.58 \text{ cm/s}^2$). Dicha secuencia contiene una sola réplica, la cual contiene una menor AMT que la que se presentó en el evento principal.
- ZACA850919 (comp. S00E, $AMT= 262.23 \text{ cm/s}^2$). Su evento principal contiene AMT grandes comparadas en comparación a sus dos réplicas.
- VIGA890425 (comp. S00E, $AMT=345.94 \text{ cm/s}^2$). Esta secuencia contiene una sola réplica de AMT pequeña respecto a su evento principal.
- CALE970111 (comp. S90E, $AMT= 396.21 \text{ cm/s}^2$). Esta secuencia se compone por 3 réplicas, donde la más importante presenta una $AMT= 61.25 \text{ cm/s}^2$.



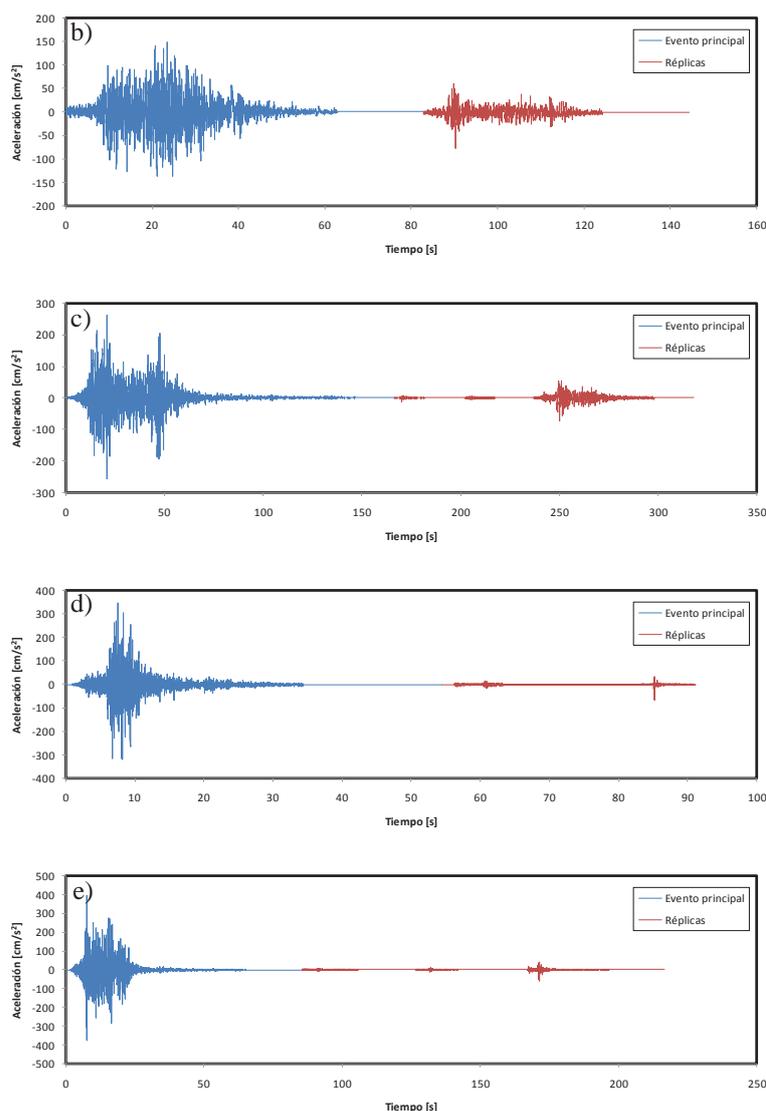


Figura 3.21. Gráficas de secuencias sísmicas empleadas en este estudio: a) PAPAN850919 (comp. S00W), b) UNIO850919 (comp. S90E), c) ZACA850919 (comp. S00E), d) VIGA890425 (comp. S00E), e) CALE970111 (comp. S90E)

3.4.2 Criterio de Escalamiento

Es de particular interés en esta investigación evaluar la respuesta sísmica de puentes carreteros existentes ante secuencias sísmicas evento principal-réplicas. Dada la sobre-resistencia estructural que poseen varias de las configuraciones en estudio, es de esperarse que algunos de los modelos exhiban un comportamiento elástico y no incurrieren en el rango de comportamiento inelástico durante la excitación sísmica. Sin embargo, es interesante evaluar su respuesta dinámica cuando incurrieren en el intervalo de comportamiento no-lineal. Para ello, es necesario escalar las secuencias sísmicas para representar mayores niveles de intensidad. A este procedimiento se le ha denominado recientemente como *Análisis Dinámico Incremental* (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Por lo

tanto, para un modelo específico de puente, todos los acelerogramas fueron escalados en amplitud para alcanzar la misma demanda de desplazamiento máximo inelástico de un sistema equivalente de un grado de libertad (SE1GL) con comportamiento elastoplástico que tiene el mismo periodo fundamental de vibración (es decir, la misma rigidez lateral inicial) del modelo del puente, T_1 . En este estudio se escalaron los acelerogramas para alcanzar varios niveles de intensidad sísmica. Es decir, la demanda máxima de desplazamiento inelástico correspondió a múltiplos del desplazamientos de fluencia, Δ_y , de cada modelo de puente, el cual se obtuvo de un análisis estático no-lineal incremental (ver Sección 3.3). Este proceso de escalamiento garantiza que cada modelo de puente se comporte no linealmente bajo cada secuencia sísmica. Cabe notar que la demanda de desplazamiento máximo inelástico puede ser relacionado a una probabilidad de excedencia, o al periodo de retorno, para una estructura específica usando el procedimiento sugerido por Ruiz-García y Miranda (2007).

3.5 RESPUESTA SÍSMICA ANTE SECUENCIAS SÍSMICAS

En esta investigación, la respuesta inelástica de los puentes existentes sujetos a secuencias sísmicas se evaluó en términos de las demandas de distorsión lateral máxima (es decir, el desplazamiento lateral máximo normalizado con respecto de la altura de la pila), θ_{\max} , y residual (es decir, el desplazamiento lateral permanente al final de la excitación sísmica normalizado con respecto de la altura de la pila), θ_r . Para fines de ilustración, en la Figura 3.22 se muestra la respuesta, en términos de la demanda de distorsión lateral, obtenida para un puente típico de una columna sujeto a una secuencia evento principal-réplica, donde se identifican los parámetros evaluados en este estudio.

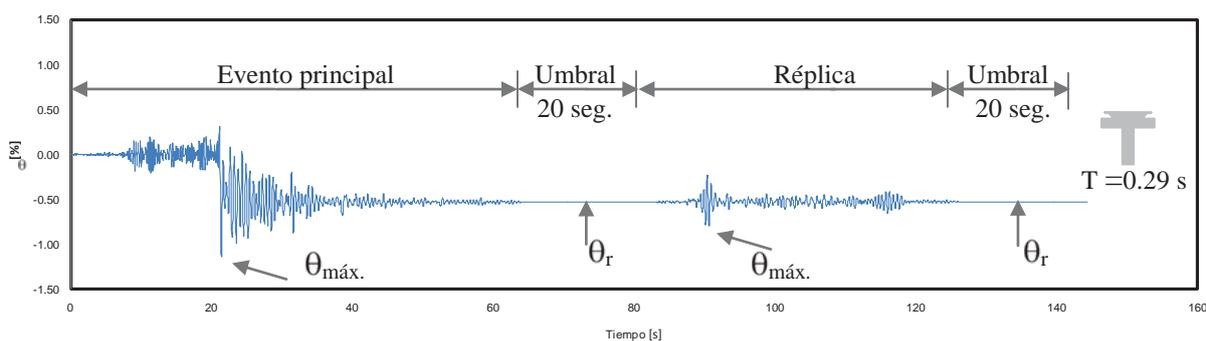


Figura 3.22. Demanda de distorsión lateral de la sección transversal de un puente típico compuesto de una sola columna sujeto a una secuencia evento principal-réplica.

A continuación, se presentan los resultados más interesantes de la evaluación de los puentes existentes considerados en este estudio sujetos a las secuencias sísmicas seleccionadas. Para fines de comparación, se ilustra la respuesta sísmica de los puentes en estudio considerando las secuencias sísmicas sin escalar y escaladas para alcanzar un nivel de intensidad predefinido.

3.5.1 Efecto del Modelado de la Superestructura

A fin de observar la influencia del modelado de la superestructura en principio, se decidió comparar el efecto en la demanda de distorsión máxima, $\theta_{\text{máx}}$, y residual, θ_r , de una sección transversal completa (tablero, apoyos de neopreno, cabezal y columna), STC, y una columna en cantiléver, CC. Debido a que es común que en las pruebas de laboratorio se ensayen columnas en cantiléver sin tomar en cuenta la sección transversal completa, se decidió realizar un AENLI (ver Figura 3.23) de las dos secciones, en la cual se aprecia que la columna en cantiléver, el periodo y el desplazamiento es mayor que en el caso de la sección transversal completa, caso contrario en el cortante basal normalizado (v/w) ya que es mayor que la columna en cantiléver.

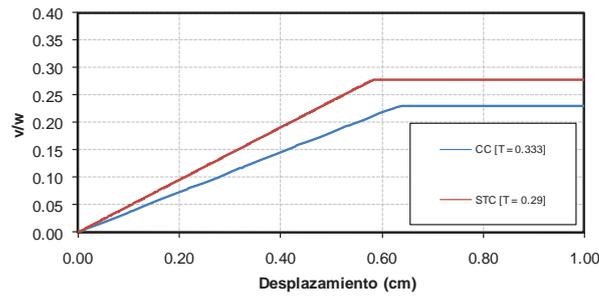


Figura 3.23. Resultado del AENLI para una columna con 5m de altura, $\eta=1$ y caso I.

Además de realizar el AENLI se generaron los correspondientes factores de escala, como se puede ver en la Figura 3.24 cuando la columna es en cantiléver la demanda de distorsión máxima y residual incrementa: a) cuando la columna es CC el θ_{mx} correspondiente al evento principal incrementa aproximadamente un 50% con respecto a la STC y θ_r incrementa hasta cuatro veces y se mantiene constante tanto en el evento principal como en las réplicas. b) En el caso de la secuencia de PPN85S00W la columna en cantiléver incrementa su θ_{mx} y su θ_r a partir de la primera réplica, la θ_r de la réplica incrementa 8 veces más con respecto a la STC.

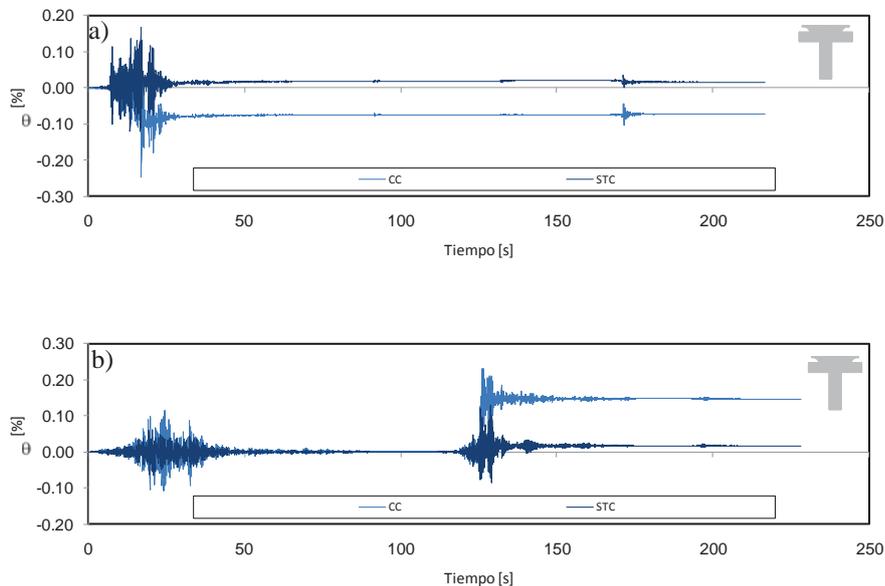


Figura 3.24. Efecto en la demanda de distorsión lateral para una sección transversal completa, STC (con efecto del tablero, apoyos de neopreno, cabezal) y una columna en cantiléver, CC : a) secuencia CALE970111 (comp. S90E) y b) PPN850919 (comp. S00W).

3.5.2 Efecto del Tipo de Secuencias Sísmica

A continuación se presenta una discusión sobre el efecto del tipo de secuencias sísmica en la respuesta de puentes existentes. Para tal fin, en las Figuras 3.25a y 3.25b se muestra una comparación de la respuesta sísmica del modelo P1C-5II ($T=0.43s$, $c_y=0.30$) al ser sujeto a cinco secuencias descritas en la Sección 3.4.1, sin escalar y escaladas para alcanzar un nivel de intensidad de 2 ($\eta=2$). A partir de la Figura 3.25a, se puede apreciar que las réplicas no incrementan las demandas de distorsión residual al final del evento principal, inclusive debido a la secuencia PAPAN850919 cuya réplica tiene una AMT mayor que la del evento principal. Asimismo, es interesante notar que aun escalando las secuencias sísmicas no se incrementan las demandas de θ_r al final del evento principal debido a la acción de las réplicas, con excepción de la secuencia PAPAN850919.

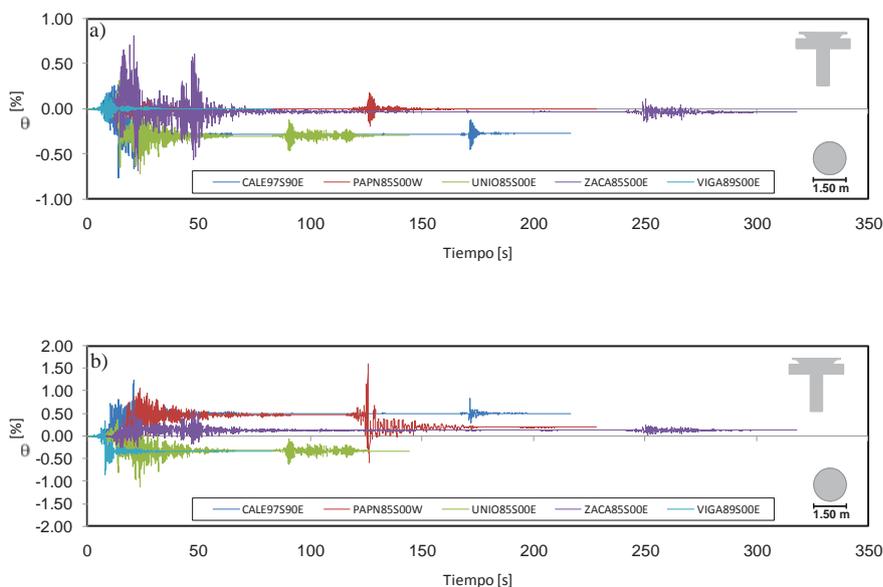


Figura 3.25 Comparación de las demandas de distorsión lateral para el modelo P1C-5II sujeto cinco secuencias sísmicas: a) sin escalar, b) escaladas a un nivel de intensidad igual a dos.

Una comparación similar obtenida para los modelos P2C-5II ($T=0.34s$, $c_y=0.37$) y P3C-5II ($T=0.26s$, $c_y=0.58$) se puede apreciar en las Figuras 3.26 y 3.27. En las Figuras, puede notarse que aun cuando la secuencia ZACA850919 y PAPAN850919 inducen las mayores demandas de distorsión durante el evento principal, las demandas de distorsión residual no se incrementan significativamente debido a la acción de las réplicas.

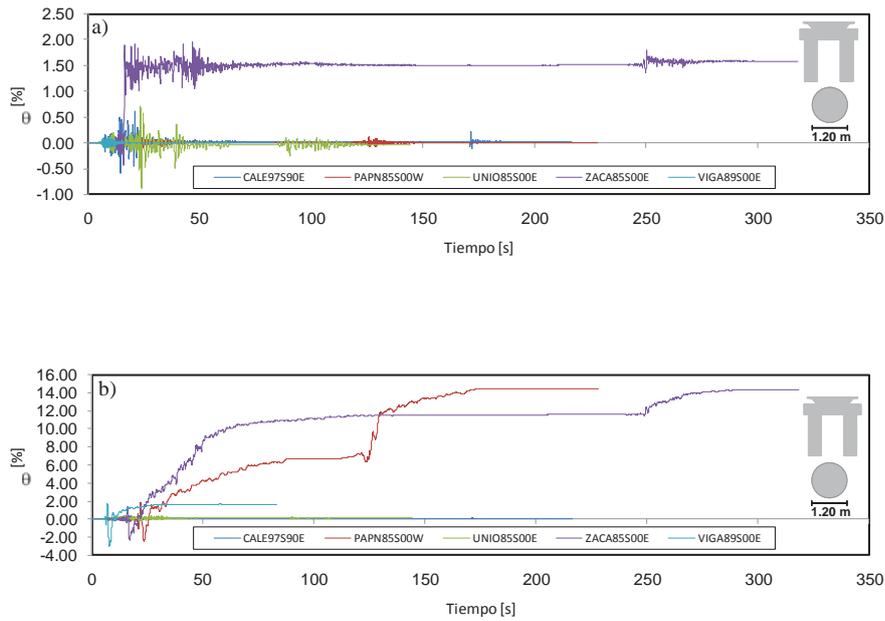


Figura 3.26 Comparación de las demandas de distorsión lateral para el modelo P2C-5II sujeto cinco secuencias sísmicas: a) sin escalara, b) escaladas a un nivel de intensidad igual a dos.

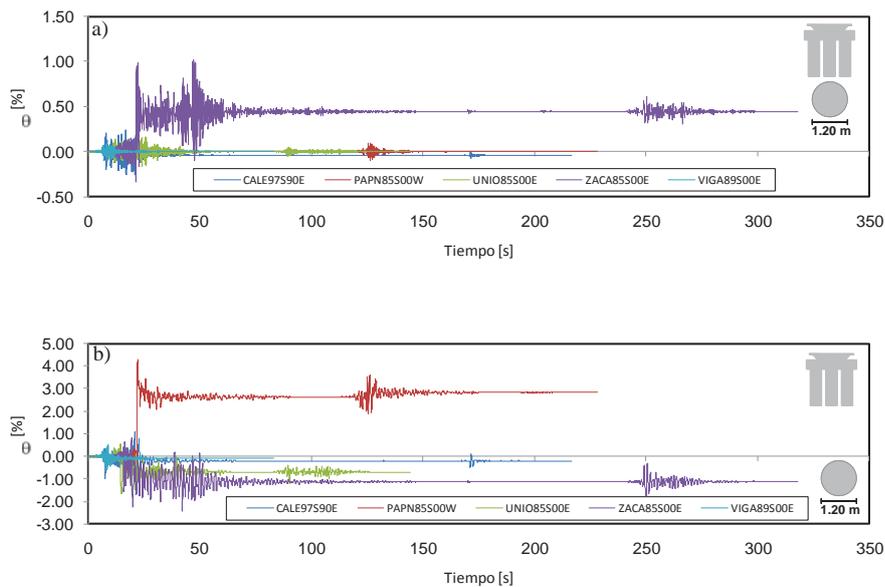


Figura 3.27 Comparación de las demandas de distorsión lateral para el modelo P3C-5II sujeto cinco secuencias sísmicas: a) sin escalara, b) escaladas a un nivel de intensidad igual a dos.

3.5.3 Efecto del Nivel de Intensidad

A continuación, en la Figura 3.28a se presenta una comparación de la respuesta del modelo P3C-5I ($T=0.26s$, $c_y=0.40$) al ser sujeto a la secuencia CALE970111 ($ATM=396.21 \text{ cm/s}^2$) escalada para representar cuatro niveles de intensidad ($ATM=240.10 \text{ cm/s}^2$,

541.61 cm/s^2 , 660.48 cm/s^2 y 820.15 cm/s^2). Puede verse que al incrementar el nivel de intensidad (es decir, al aumentar η), se incrementa tanto θ_{max} como θ_r . Una situación similar se presenta cuando el modelo se somete a la secuencia ZACA850919 (ver Figura 3.28c). Sin embargo, las réplicas no incrementan significativamente las demandas de distorsión residual. Puede observarse que tanto θ_{max} como θ_r no necesariamente se incrementan al aumentar el nivel de intensidad de la secuencia PAPAN850919 (Figura 3.28b), ya que las demandas son mayores para un nivel de intensidad de dos que cuando se incrementa a intensidades de 3 ó 4.

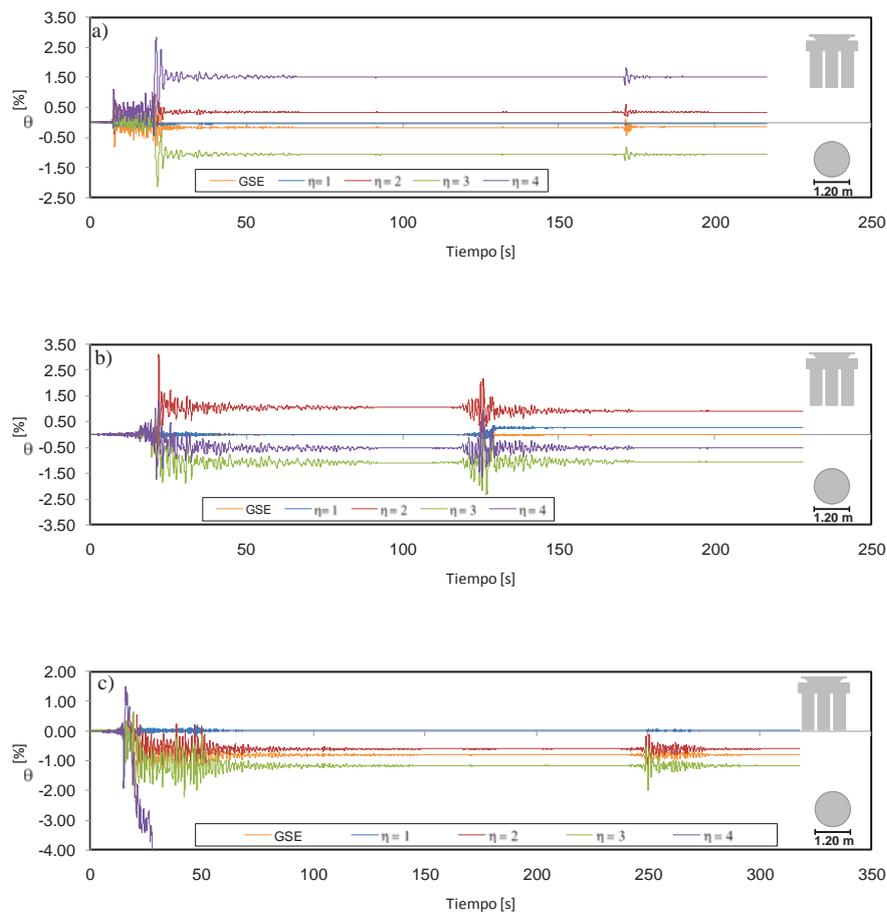


Figura 3.28 Comparación de las demandas de distorsión lateral para el modelo P3C-5I sujeto a secuencia sísmicas sin escalar (GSE) y escaladas para representar cuatro niveles de intensidad: a) CALE970111 (comp. S90E), b) PAPAN850919 (comp. S00W), y c) ZACA850919 (comp. S00E).

3.5.4 Efecto de la Configuración Transversal

A continuación se comenta la influencia de la configuración transversal en la respuesta de los puentes considerados. Por ejemplo, en la Figura 3.29a se muestra una comparación de

la respuesta de los modelo P1C-5II ($T = 0.29s$, $c_y = 0.46$), P2C-5II ($T = 0.34s$, $c_y = 0.37$) y P3C-5II ($T = 0.26s$, $c_y = 0.58$) al sujetos a la secuencia CALE970111 escalada a un nivel de intensidad de dos ($AMT = 605.80, 393.83, 839.57 \text{ cm} / \text{s}^2$). Para este caso en estudio, puede verse que el modelo P1C-5II exhibe mayores demandas de θ_{\max} y θ_r durante y al final del evento principal respecto a los modelos con dos y tres columnas. Sin embargo, puede verse que para los modelos en estudio, las demandas de θ_{\max} como θ_r no se incrementan significativamente. Comparaciones similares se presentan en las Figuras 3.30 y 3.31 considerando la respuesta de los modelos ante las secuencias sísmicas PAPAN850919 y UNIO850919.

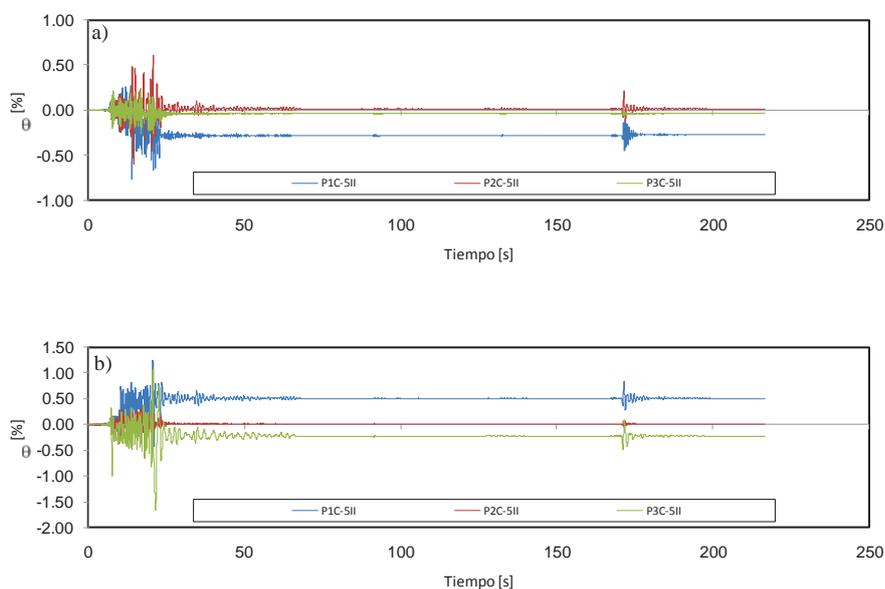
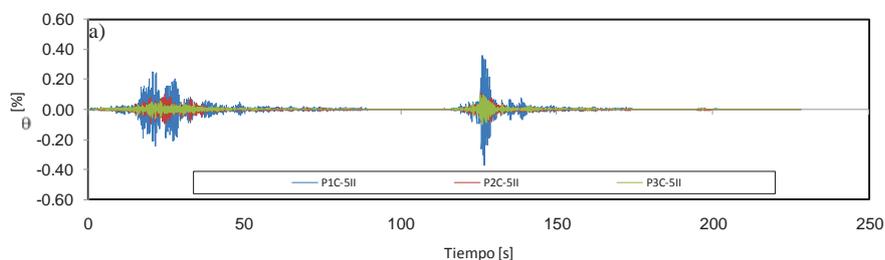


Figura 3.29 Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos P1C-5II, P2C-5II y P3C-15II sujetos a la secuencia CALE970111: a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.



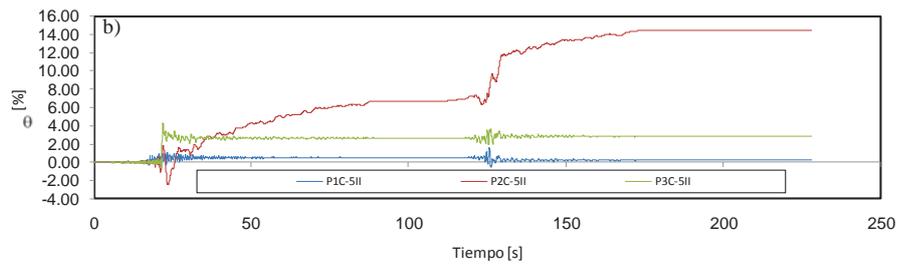


Figura 3.30 Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos P1C-5II, P2C-5II y P3C-15II sujetos a la secuencia PAPN850919 (comp. S00W): a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.

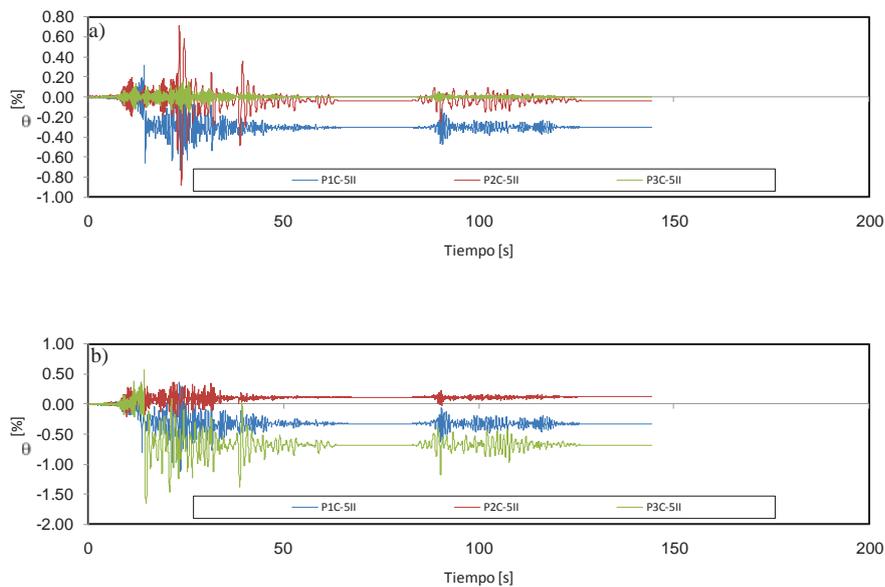


Figura 3.31 Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos P1C-5II, P2C-5II y P3C-15II sujetos a la secuencia UNIO850919 (comp. S90E): a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.

3.5.5 Efecto de la Altura

Resulta interesante explorar el efecto de las secuencias sísmicas en puentes con la misma sección transversal, pero con altura de pilas diferente. Para ello, en la Figura 3.32 y 3.33 se muestra una comparación de la respuesta de los modelos P1C-5II ($T=0.43s$, $c_y=0.30$), P1C-10II ($T=0.68s$, $c_y=0.27$) y P1C-15II ($T=1.13s$, $c_y=0.19$) al ser sujetos a la secuencia CALE970111 sin escalar y escalada a un nivel de intensidad igual a dos ($AMT=605.80 \text{ cm/s}^2$, 905.73 cm/s^2 , 1035.30 cm/s^2 , respectivamente). A partir de la Figura 3.32, se puede observar que el modelo con menor altura exhibe las mayores demandas de θ_{max} y θ_r al final del evento principal, las cuales no se incrementan después de la acción de las

réplicas. Sin embargo, cuando se escala la secuencia sísmica puede notarse que el modelo con mayor altura de pilas, y menor resistencia lateral, exhibe mayores demandas de θ_{max} y θ_r al final del evento principal, las cuales no aumentan debido la acción de las réplicas.

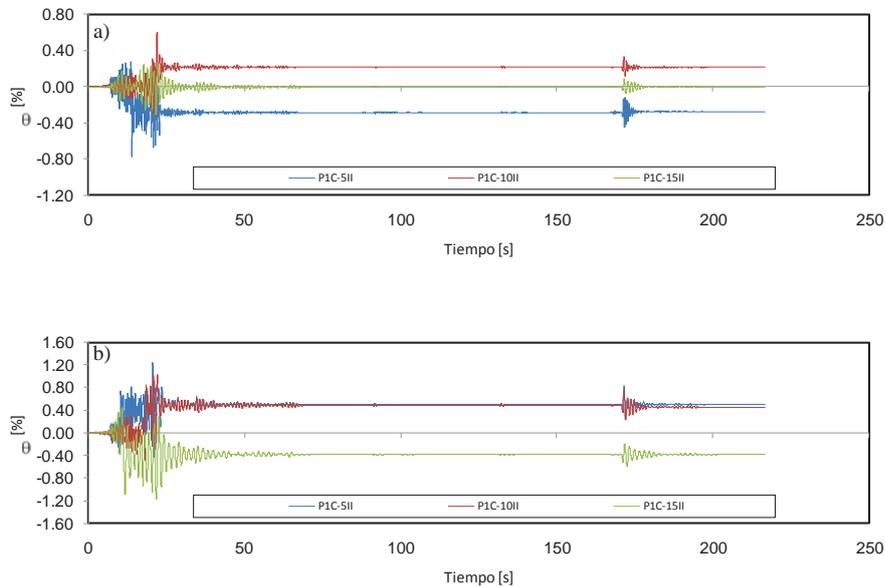
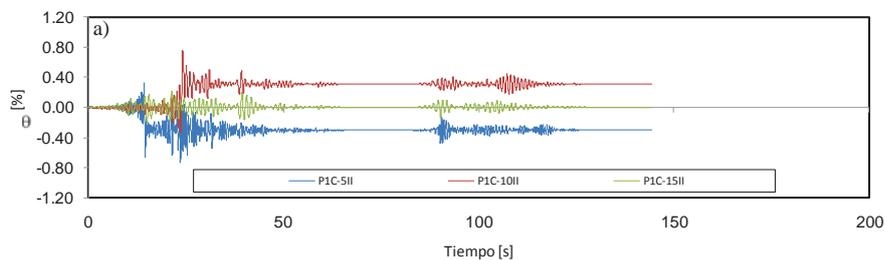


Figura 3.32 Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos P1C-5II, P1C-10II y P1C-15II sujetos a la secuencia CALE970111: a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.

Una comparación similar para los mismos modelos se presenta en las Figuras 3.33a y 3.33b, considerando su respuesta ante la secuencia UNIO850919. Para el caso de la secuencia escalada a un nivel de intensidad de dos, la demanda máxima de θ_{max} y θ_r después del evento principal se presenta para el modelo P1C-15II, las cuales no se incrementan debido a la acción de las réplicas.



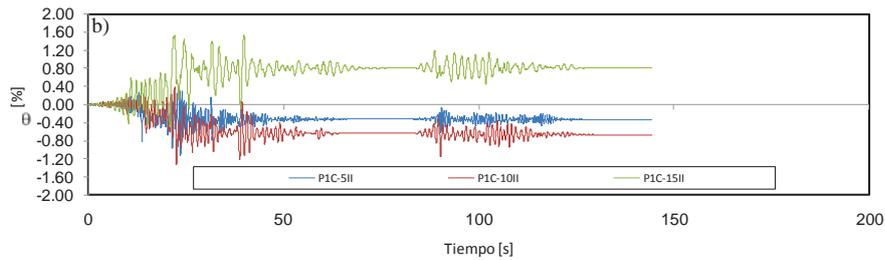
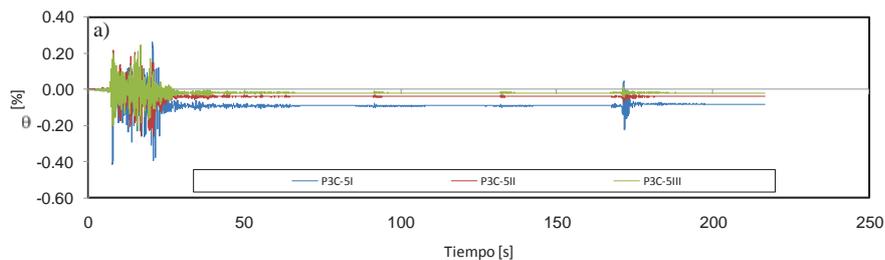


Figura 3.33 Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos PIC-5II, PIC-10II y PIC-15II sujetos a la secuencia UNIO850919: a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.

3.5.6 Efecto de la Cuantía de Refuerzo

Un aspecto importante en la respuesta sísmica de puentes existentes consiste en evaluar la influencia de la cuantía de refuerzo longitudinal y transversal en las pilas. Por ejemplo, en la Figura 3.34a y 3.34b se presenta una comparación de la respuesta de los modelos P3C-5I ($T = 0.26s$, $c_y = 0.40$), P3C-5II ($T = 0.26s$, $c_y = 0.58$) y P3C-5III ($T = 0.26s$, $c_y = 0.69$) al ser sujetos a la secuencia sísmica CALE970111 sin escalar y escalada a un nivel de intensidad de dos. A partir de las Figuras, puede verse que la mayor demanda de distorsión máxima y residual al final del evento principal se presenta para el caso I (baja cuantía de refuerzo longitudinal y transversal). Cabe notar que las réplicas no inducen mayores demandas de θ_{max} y θ_r .



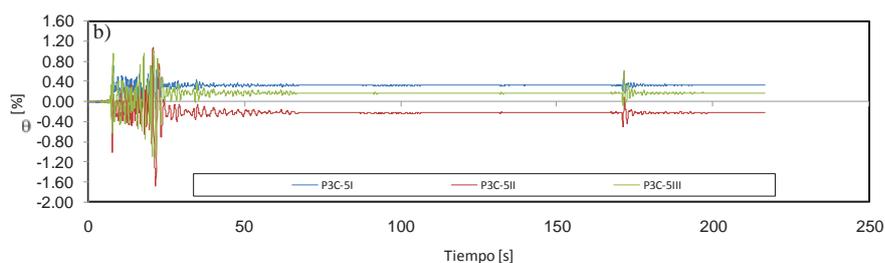


Figura 3.34 Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos P3C-5I, P3C-5II y P3C-5III sujetos a la secuencia CALE970111 (comp. S90E): a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.

Una comparación similar considerando la secuencia PAPAN850919 se presenta en las Figuras 3.35a y 3.35b. Es interesante notar que ante esta secuencia sísmica, sin escalar, los tres modelos exhiben una respuesta muy similar. Es apreciable que la acción de la réplica induce mayores demandas de θ_{max} ; sin embargo, las demandas de θ_r son despreciables después del evento principal y de la réplica. Cuando se considera la secuencia sísmica escalada a un nivel de intensidad de dos, es apreciable que el caso I exhibe mayores demandas de θ_{max} y θ_r .

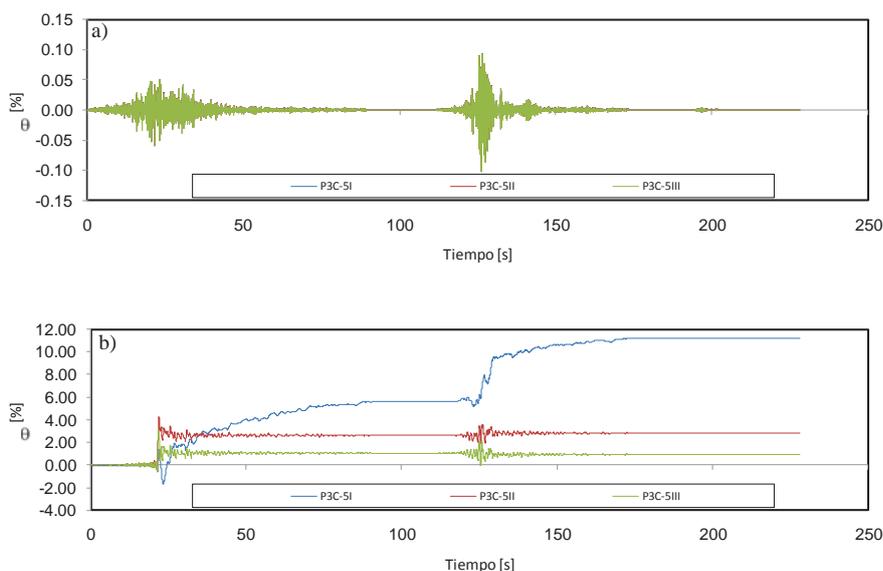


Figura 3.35. Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos P3C-5I, P3C-5II y P3C-5III sujetos a la secuencia PAPAN850919 (comp. S00W): a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.

3.5.7 Efecto del Nivel de Carga Axial

Dado que el nivel de carga axial tiene influencia en su capacidad resistente a flexión y de deformación (por ejemplo, en la ductilidad de curvatura), en las pilas resulta interesante estudiar la influencia del nivel de carga axial en la respuesta de puentes sometidos a secuencias sísmicas. Por ejemplo, en las Figuras 3.36a y 3.36b se compara la respuesta del modelo P1C-5I ($T = 0.29s$, $c_y = 0.28$) considerando un nivel de carga axial normalizado de 0.1 y 0.01, al ser sujetos a la secuencia CALE970111 sin escalar y escalada a un nivel de intensidad de dos. Cuando se considera la secuencia sísmica escalada, puede verse que aunque ambos modelos exhiben demandas de θ_r al final de la excitación, las demandas de θ_r son mayores cuando se considera un nivel de carga axial de 0.1 en las pilas. Esto puede atribuirse a que cuando se considera la acción de la carga axial, la capacidad de deformación de las pilas disminuye.

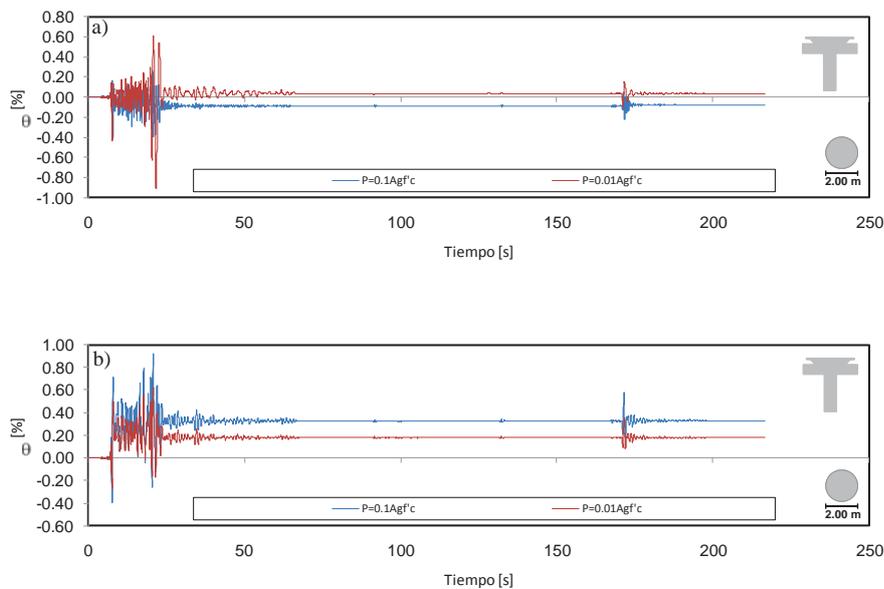


Figura 3.36 Comparación de las demandas de distorsión lateral para el modelo P1C-5I, considerando dos niveles de carga axial, sujeto a la secuencia CALE970111 (comp. S90E): a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.

Una comparación similar se presenta en la Figura 3.37, al ser sometidos los modelos a la acción de la secuencia ZACA850919.

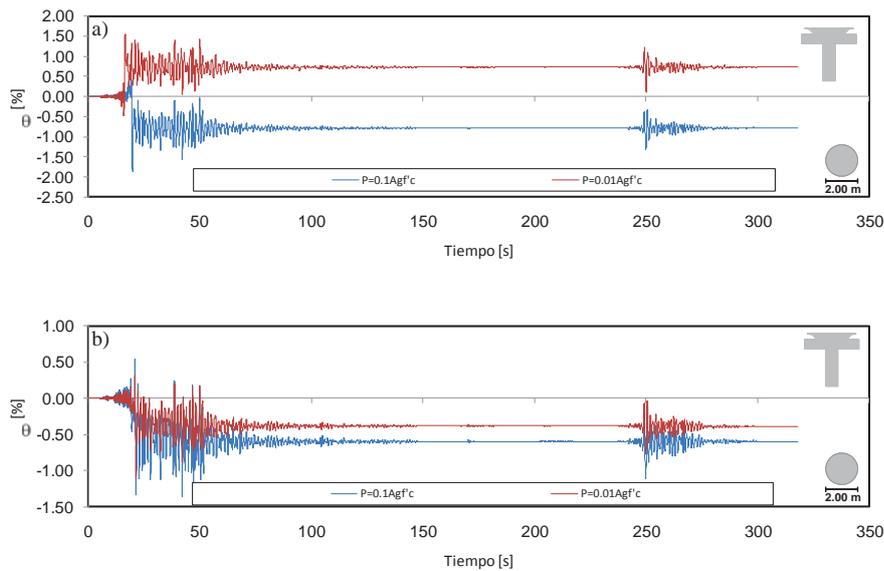


Figura 3.37 Comparación de las demandas de distorsión lateral para el modelo PIC-5I, considerando dos niveles de carga axial, sujeto a la secuencia ZACA850919 (comp. S00E):
a) sin escalar, b) escalada a un nivel de intensidad igual a dos.

3.5.8 Efecto del Comportamiento Histerético

En la Figura 3.38a se presenta una comparación de la respuesta del modelo PIC-5II ($T=0.29s$, $c_y=0.46$) considerando seis modelos de comportamiento histerético, considerando y sin considerar degradación de resistencia, al ser sujeto a la secuencia sísmica ZACA850919 escalada para alcanzar el desplazamiento de fluencia del modelo ($\Delta_y=0.99$ cm). Una comparación similar obtenida para los modelos P2C-5II ($T=0.34s$, $c_y=0.37$) y P3C-5II ($T=0.26s$, $c_y=0.58$) se presenta en las Figuras 3.38b y 3.38c. A partir de las figuras se puede apreciar que el modelo con una sola columna exhibe demandas de distorsión prácticamente iguales, sin importar el tipo de comportamiento histerético considerado. Sin embargo, la influencia del tipo de comportamiento histerético en la respuesta sísmica de los modelos se aprecia al aumentar el número de pilas de la sección transversal. Para el caso de P3C-5II ($T=0.26s$, $c_y=0.58$), es interesante notar que en los modelos que consideran comportamiento de TK en las pilas, la inclusión del efecto de la degradación de resistencia (comportamiento TK_MD y TK_AD) tiende a limitar las demandas de distorsión residual al final del evento principal. Lo anterior puede atribuirse al efecto de re-centramiento de los lazos de histéresis. Este efecto de re-centramiento histerético también puede observarse cuando se considera el comportamiento de Takeda con deslizamiento, considerando y sin considerar el deterioro de resistencia. Nuevamente,

puede observarse que la acción de las réplicas no incide en incrementar las demandas de θ_{\max} y θ_r .

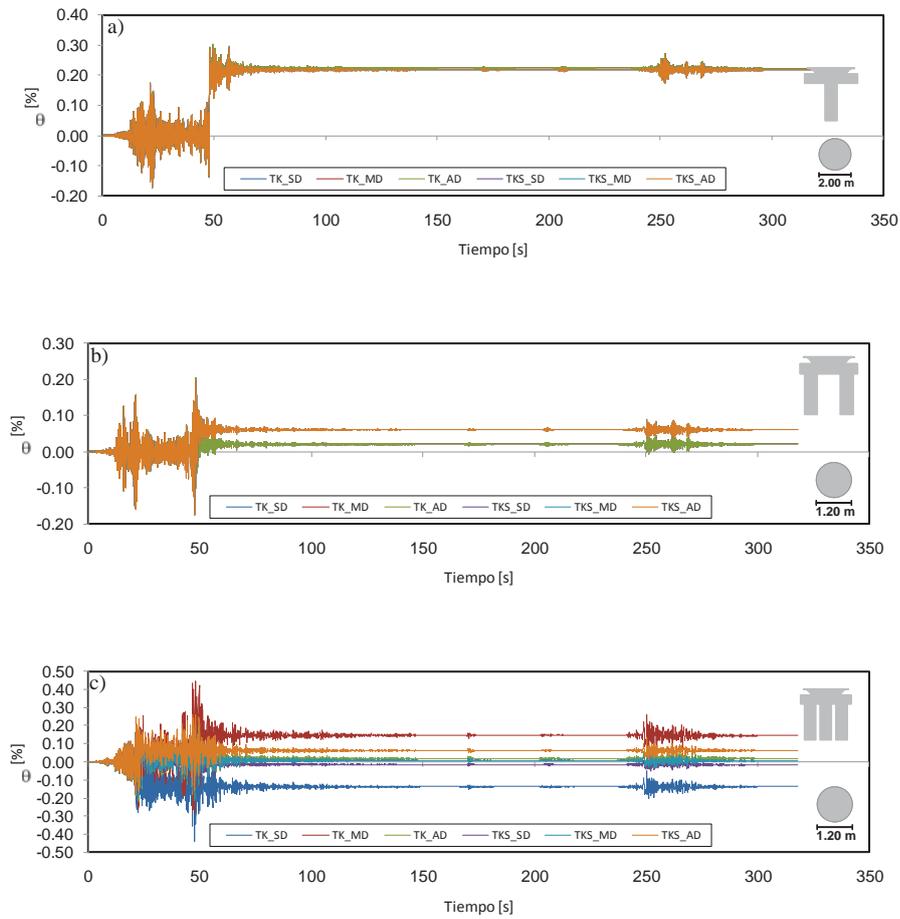


Figura 3.38. Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos sujetos a la secuencia ZACA850919 (comp. S00E), escaladas a un nivel de intensidad de uno : a) P1C-5II, b) P2C-5II, y c) P3C-5II.

Otro aspecto importante a considerar es el efecto del refuerzo longitudinal y transversal en las pilas. Por ejemplo, en la Figura 3.39a se presenta la respuesta del modelo P3C-5I ($T=0.26s$, $c_y=0.40$), considerando y sin considerar degradación de resistencia, al ser sujeto a la secuencia sísmica UNIO850919 escalada para alcanzar el desplazamiento de fluencia del modelo ($\Delta_y=0.69$ cm). Una comparación similar se presenta para los modelos P3C-5II ($T=0.26s$, $c_y=0.58$) y P3C-5III ($T=0.26s$, $c_y=0.69$) que se presenta en las Figuras 3.39b y 3.39c. Se puede ver en la Figura 3.39a que cuando se trata de una baja cuantía de acero las demandas de distorsión son similares, sin importar el tipo de comportamiento histerético. Asimismo, resulta interesante notar que, en general, la inclusión del efecto de la degradación de rigidez y resistencia tiende a limitar las demandas

de distorsión residual al final del evento principal, debido al efecto de re-centramiento histérico.

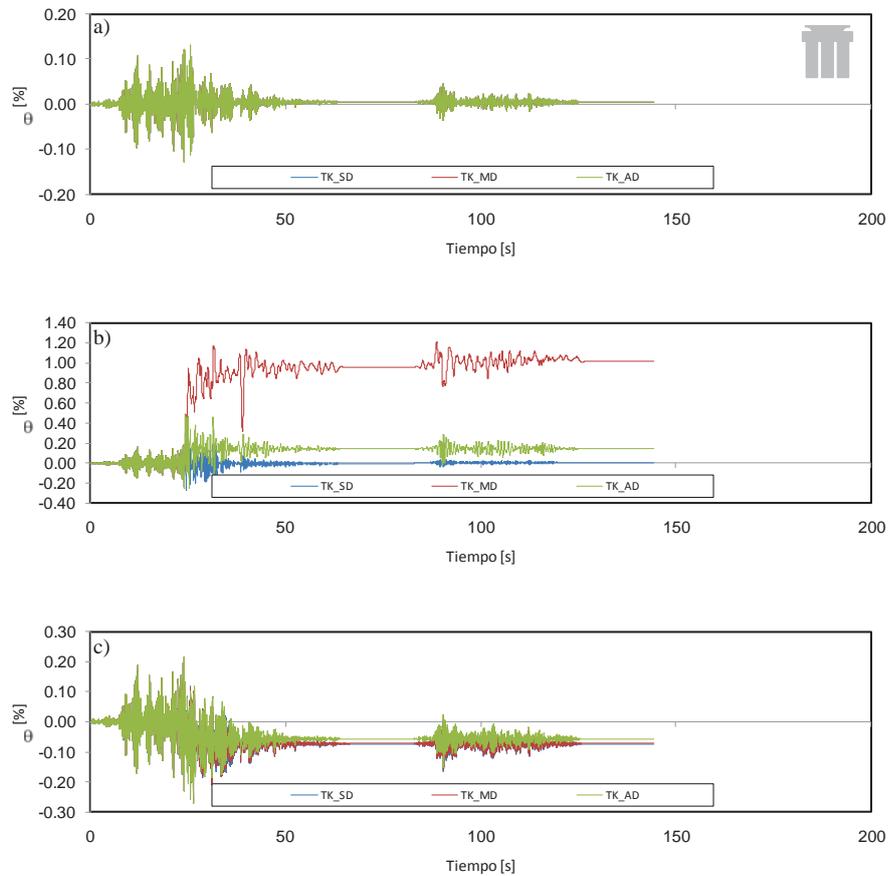


Figura 3.39. Comparación de las demandas de distorsión lateral para los modelos sujetos a la secuencia UNIO850919(comp. S90E), escaladas a un nivel de intensidad de dos. a) P3C-5I, b) P3C-5II y c) P3C-5III.

Evaluación Estadística de la Respuesta de Puentes Existentes

.1

El objetivo de este capítulo consiste en presentar los resultados de un estudio estadístico de las demandas de distorsión máxima y residual que pueden exhibir algunos de los puentes carreteros considerados en este estudio ante secuencias sísmicas escaladas para representar diferentes niveles de intensidad. Para tal fin, se consideró un catálogo de 28 secuencias sísmicas registradas en estaciones acelerográficas ubicadas en la zona de subducción del Pacífico Mexicano.

.2

A fin de desarrollar un estudio estadístico de las demandas de distorsión máxima y residual que pueden experimentar los puentes carreteros considerados en esta investigación, se seleccionó un conjunto de 28 secuencias sísmicas evento principal-réplicas registradas en estaciones ubicadas en los estados de Guerrero y Michoacán, cerca de la zona de subducción de pacífico mexicano es decir, durante 6 sismos históricos ocurridos entre 1978

y 1999. Las secuencias sísmicas consideradas en esta investigación forman parte de un catálogo de 52 secuencias sísmicas identificadas por Maldonado (2006). En la Tabla 4.1 se presentan algunas de sus características (magnitud, aceleración máxima del terreno, tipo de terreno donde se ubica la estación).

Tabla 4.1 Lista de secuencias sísmicas empleadas en el estudio estadístico.

	m	m	m	m	(cm/s ²)	
112	OAXACA FACULTAD DE MEDICINA OAXACA, OAXACA	OAXM7811.291	7.8 ^a	N00E	216.43	Aluvial
				N90W	144.83	
		OAXM7811.292	5.3 ^b	N00E	-56.90	
				N90W	38.40	
0 1	AEROPUERTO ZIHUATANEJO ZIHUATANEJO, GUERRERO	OAXM7811.293	4.5 ^b	N00E	98.21	Roca
				N90W	0.00	
		AZIH8509.191	8.1 ^a	N90E	-153.93	
				N00E	-98.62	
1 0 1	CHILPANCINGO CHILPANCINGO, GUERRERO	AZIH8509.211	7.6 ^a	N90E	133.14	Roca
				N00E	-158.23	
		CHI18509.191	8.1 ^a	N00E	-157.37	
				N90W	187.33	
0 1	PAPANOA PAPANOA, GUERRERO	CHI18509.211	7.6 ^a	N00E	93.48	Roca
				N90W	-118.14	
		PAPN8509.191	8.1 ^a	S90W	111.61	
				S00W	154.95	
0 1	EL PARAÍSO EL PARAISO, GUERRERO	PAPN8509.211	7.6 ^a	S90W	-219.83	Roca
				S00W	242.69	
		PAPN8509.212	4.2	S90W	10.86	
				S00W	7.61	
0 1	EL PARAÍSO EL PARAISO, GUERRERO	PARS8509.191	8.1 ^a	S90E	87.32	Roca
				S00E	-109.82	
		PARS8509.211	7.6 ^a	S90E	-473.78	
				S00E	-625.78	
0 1	EL SUCHIL EL SUCHIL, GUERRERO	SUCH8509.191	8.1 ^a	S90W	-81.45	Roca
				S00W	-103.12	
		SUCH8509.211	7.6 ^a	S90W	72.00	
				S00W	-85.98	
0 1	LA UNIÓN LA UNIÓN GUERRERO	UNIO8509.191	8.1 ^a	S90W	148.58	Roca
				S00E	-165.29	
		UNIO8509.211	7.6 ^a	S90W	-76.98	
				S00E	-49.54	
0 2	ACAPULCO CENTRO CULTURAL ACAPULCO, GUERRERO	ACAC8904.251	6.9 ^a	N90E	-116.80	Arena-Limo- Arcilla
				N00E	-101.21	
		ACAC8904.253	4.8 ^b	N90E	10.71	
				N00E	-23.53	
0 2	ACAPULCO ESCUELA DIANA ACAPULCO, GUERRERO	ACAD8904.251	6.9 ^a	N90E	-331.53	Limo arenoso
				N00E	-335.00	
		ACAD8904.253	4.8 ^b	N90E	-6.65	
				N00E	-9.22	
0 2	ACAPULCO LA ZANJA ACAPULCO, GUERRERO	ACAZ8904.251	6.9 ^a	N90E	154.70	Deposito barra
				N00E	149.39	
		ACAZ8904.252	4.8 ^b	N90E	-8.60	
				N00E	-10.85	
0 2	LAS VIGAS LAS VIGAS, GUERRERO	VIGA8904.251	6.9 ^a	S90E	-310.08	Roca
				S00E	345.94	
		VIGA8904.252	4.8 ^b	S90E	-10.46	
				S00E	-17.23	
0 1	PAPANOA PAPANOA, GUERRERO	PAPN9607.151	6.5 ^a	N90W	-319.64	Roca
				N00W	-292.86	
		PAPN9607.153	4.2	N90W	-22.42	
				N00W	-32.27	
		PAPN9607.154	4.4	N90W	16.51	
				N00W	18.04	
0111	CALETA DE CAMPOS CALETA DE CAMPOS, MICHOACÁN	PAPN9607.157	4.1	N90W	-20.95	Roca
				N00W	-31.88	
		CALE9701.111	6.9 ^a	S90E	396.21	
				S00E	-350.27	
		CALE9701.113	4.7	S90E	-9.97	
				S00E	-8.61	
0 21	LA UNIÓN LA UNIÓN, GUERRERO	CALE9701.122	4.6	S90E	12.44	Roca
				S00E	12.44	
		CALE9701.161	4.9	S90E	-61.25	
				S00E	66.99	
		UNIO9906.211	5.8 ^a	N90W	101.04	
				N00W	73.24	
		N90W	-2.74			
		N00W	2.71			

^a M_s, ^b M_b

En los estudios estadísticos que se presentan se emplearon los modelos P1C-5I, P2C-5I, P3C-5I y P1C-10III, los cuales son representativos de puentes carreteros construidos en México (descritos en el Capítulo 3). En principio, se obtuvo la respuesta dinámica no-lineal de cada modelo seleccionado al ser sometido a cada una de las 28 secuencias sísmicas, presentadas en la Tabla 4.1, escaladas para representar varios niveles de intensidad. Posteriormente, para fines de evaluación estadística se empleó la mediana como medida de tendencia central de las demandas de distorsión, mientras que la desviación estándar del logaritmo natural de los datos fue empleada como una medida de su dispersión, o variabilidad. Así, se obtuvo la variación de la mediana de las siguientes demandas de distorsión con cambios en el nivel de intensidad: 1) demanda de distorsión máxima durante el evento principal y durante la secuencia evento principal-réplica, y 2) demanda de distorsión residual después del evento principal y después de la secuencia evento principal-réplica.

De esta manera, es posible evaluar si la acción de las réplicas induce, en un sentido estadístico, un incremento en la demanda de distorsión máxima y residual.

. .1 m 1

En la Figura 4.1a se presenta la variación de θ_{\max} con cambios en el nivel de intensidad para el modelo P1C-5I, considerando un diámetro de columna de 1.5 m, ($T=0.43s$, $c_y=0.18$) al ser sometido a las 28 historias de aceleración del terreno correspondientes al evento principal. Una grafica similar se presenta en la Figura 4.1b considerando la historias de aceleración del terreno correspondientes al evento principal-replicas. Para este caso de estudio, cuando se considera la acción de las réplicas las demandas de θ_{\max} pueden incrementarse, para algunos niveles de intensidad. Por ejemplo, para el caso de un nivel de intensidad de 3 ($\eta=3$) el aumento en θ_{\max} es del orden de 3%. Sin embargo, debe notarse

que la dispersión en la estimación de la tendencia central es moderada y varía de acuerdo al nivel de intensidad.

Por otra parte, en la Figura 4.2a se ilustra la variación de la demanda de distorsión residual, θ_r , considerando únicamente la acción del evento principal, mientras que en la Figura 4.2b se presenta una gráfica similar al considerar las secuencias sísmicas. A partir de los resultados estadísticos, pudo encontrarse que la acción de las réplicas no incrementó prácticamente la tendencia central de θ_r . Asimismo, puede verse que para este caso en estudio, las demandas de distorsión residual son relativamente bajas.

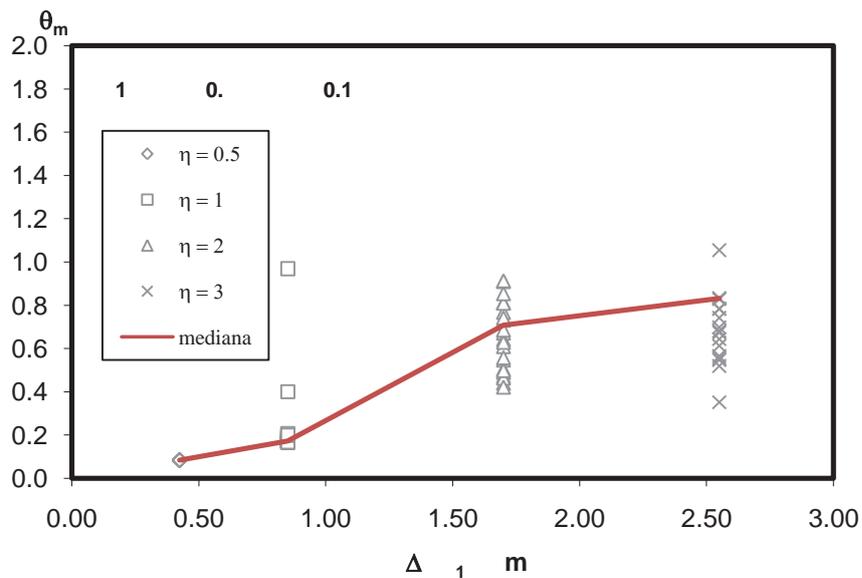
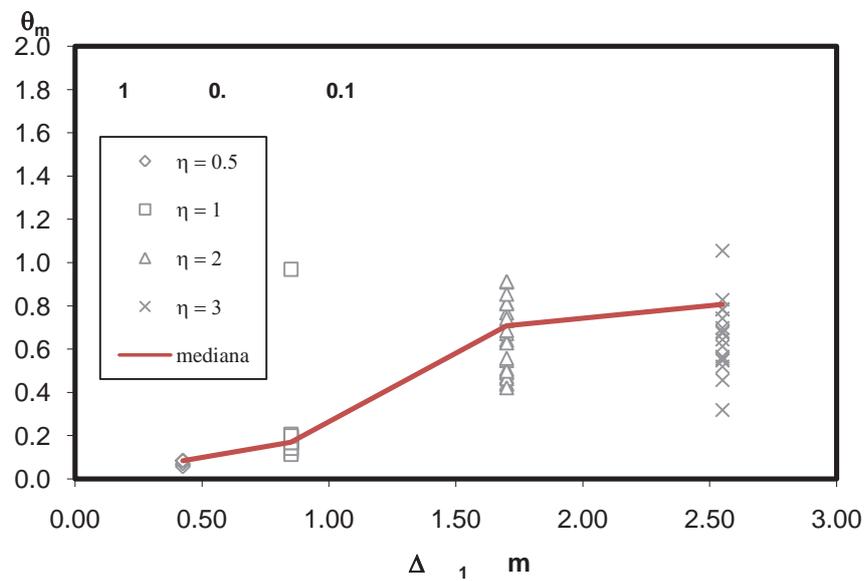


Figura 4.1. Evolución de la demanda de distorsión máxima obtenida para el modelo P1C-5I, de 1.5 m de diámetro: a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.

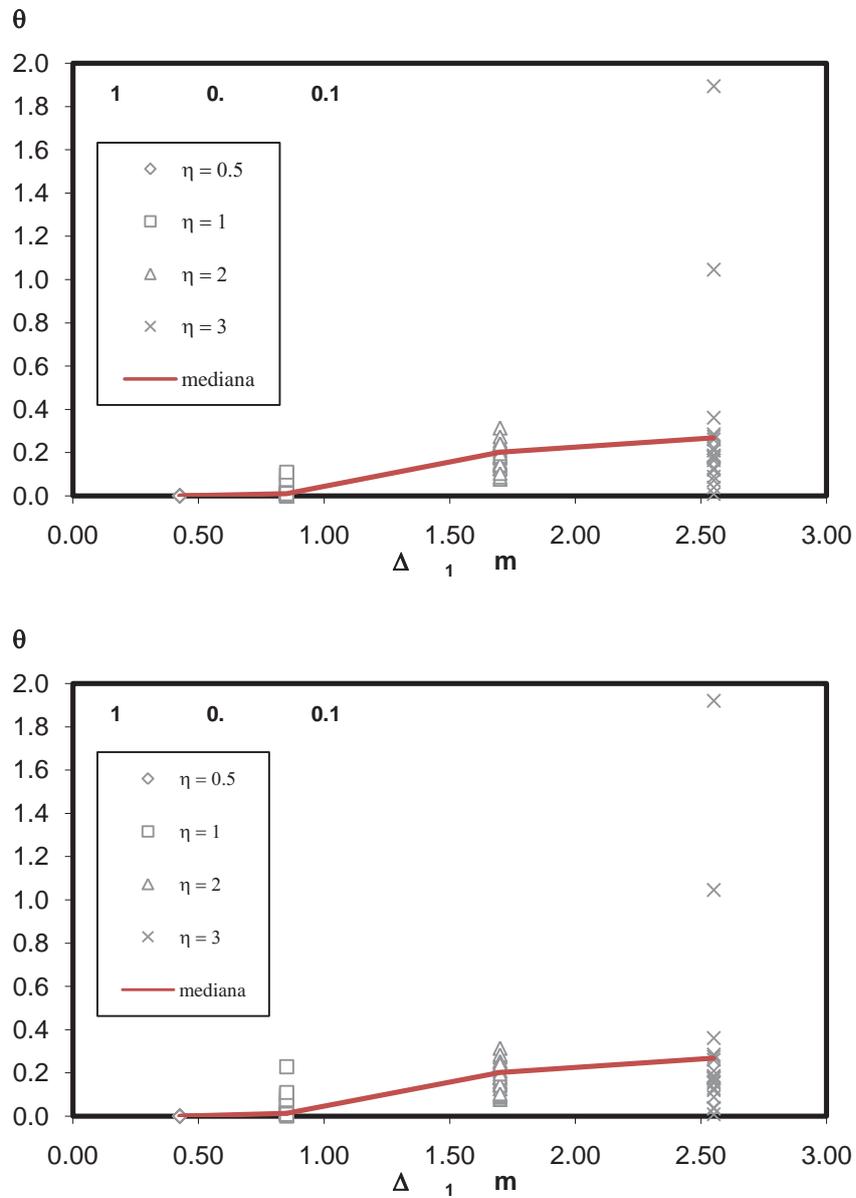
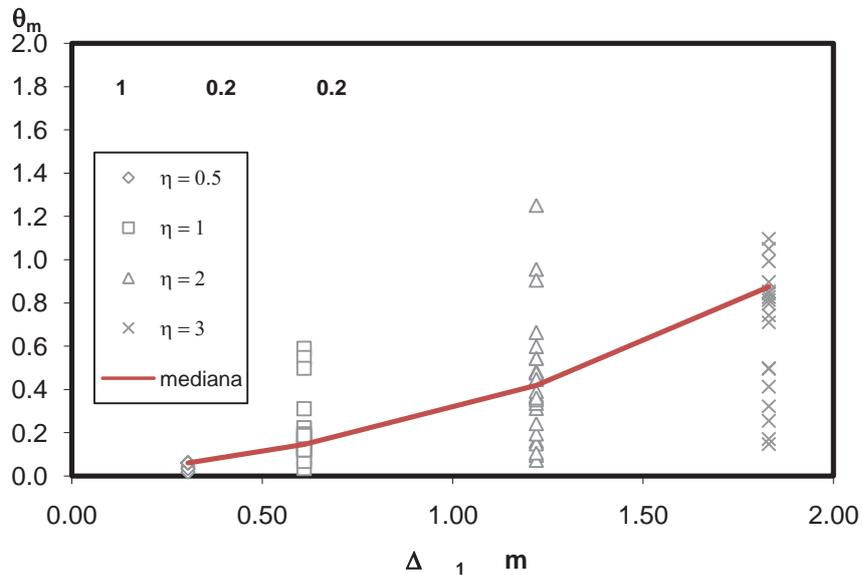


Figura 4.2. Evolución de la demanda de distorsión residual obtenida para el modelo P1C-5I, de 1.5 m de diámetro: a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.

En la Figura 4.3a se presenta la variación de θ_{\max} con cambios en el nivel de intensidad para el modelo P1C-5I, considerando un diámetro de columna de 2.0 m, ($T = 0.29$ s, $c_y = 0.28$) al ser sometido a las 28 historias de aceleración del terreno correspondientes al evento principal. Una grafica similar se presenta en la Figura 4.3b considerando las historias de aceleración del terreno correspondientes al evento principal-réplicas. Para este

caso de estudio, cuando se considera la acción de las réplicas las demandas de θ_{\max} pueden incrementarse, para algunos niveles de intensidad. Por ejemplo, para el caso de $\eta = 2$ el aumento en θ_{\max} es del orden de 14%. Sin embargo, debe notarse que la dispersión en la estimación de la tendencia central es relativamente grande y varía de acuerdo al nivel de intensidad.

Por otra parte, en la Figura 4.4a se ilustra la variación de la demanda de distorsión residual, θ_r , considerando únicamente la acción del evento principal, mientras que en la Figura 4.4b se presenta una gráfica similar al considerar las secuencias sísmicas. A partir de los resultados estadísticos, puede verse que la acción de las réplicas tiende a incrementar la tendencia central de θ_r conforme se incrementa el nivel de intensidad. Por ejemplo, para un nivel de intensidad de dos, la acción de las réplicas incrementan θ_r en aproximadamente 17%. Sin embargo, puede verse que para este caso en estudio, las demandas de distorsión residual son relativamente moderadas (es decir, menores a 1%), aun para intensidades altas.



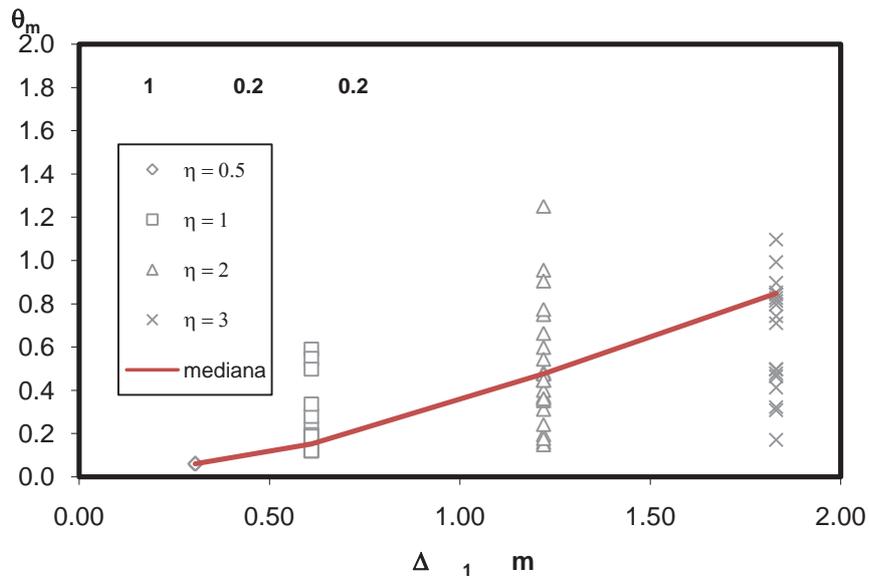


Figura 4.3. Evolución de la demanda de distorsión máxima obtenida para el modelo PIC-5I de 2 m de diámetro: a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.

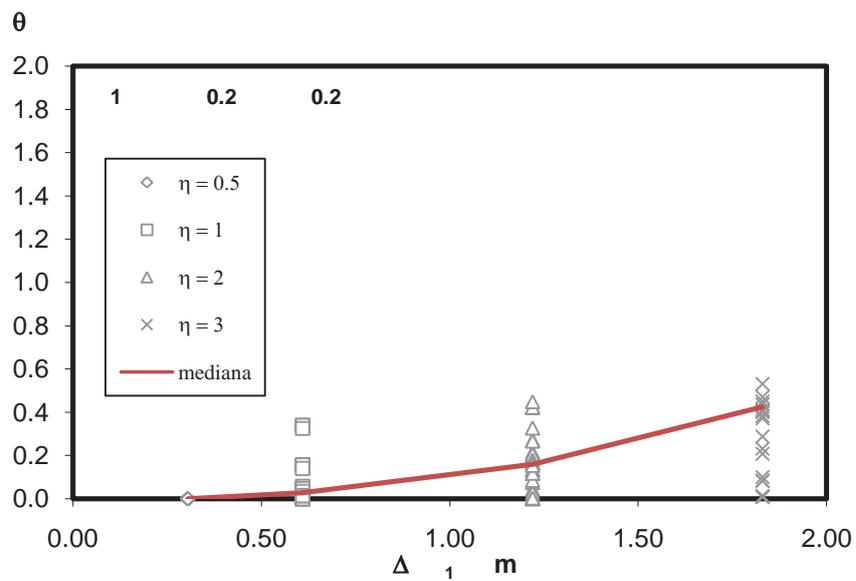


Figura 4.4. Evolución de la demanda de distorsión residual obtenida para el modelo PIC-5I, para un diámetro de 2 m.: a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.

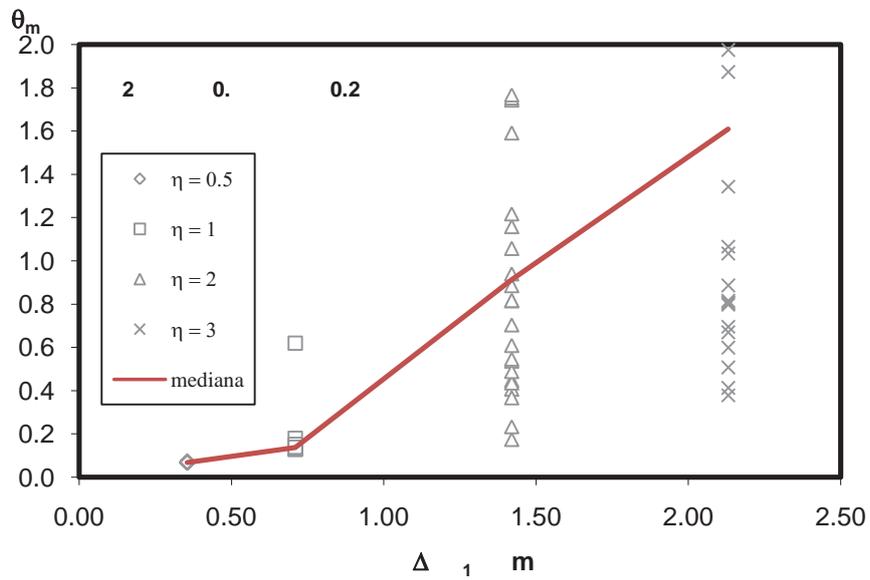
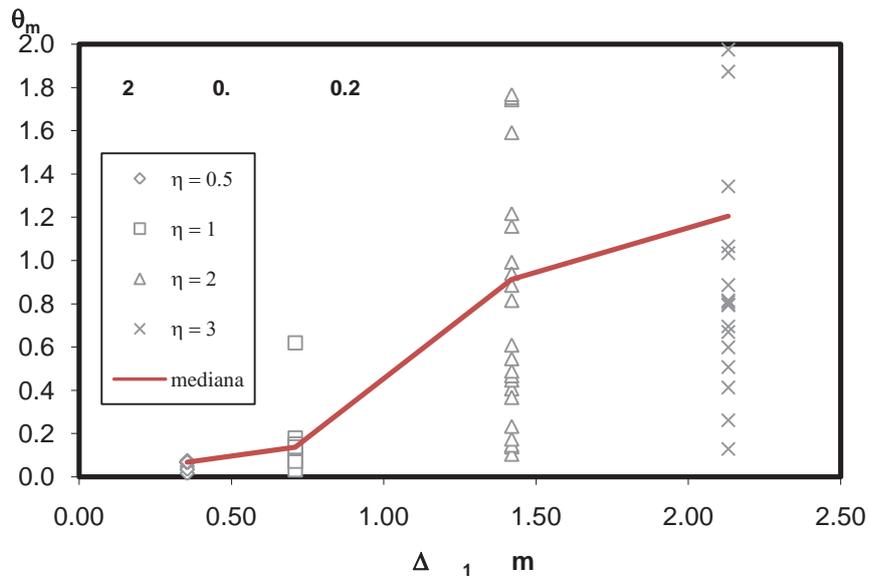


Figura 4.5. Evolución de la demanda de distorsión máxima obtenida para el modelo P2C-5I: a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.

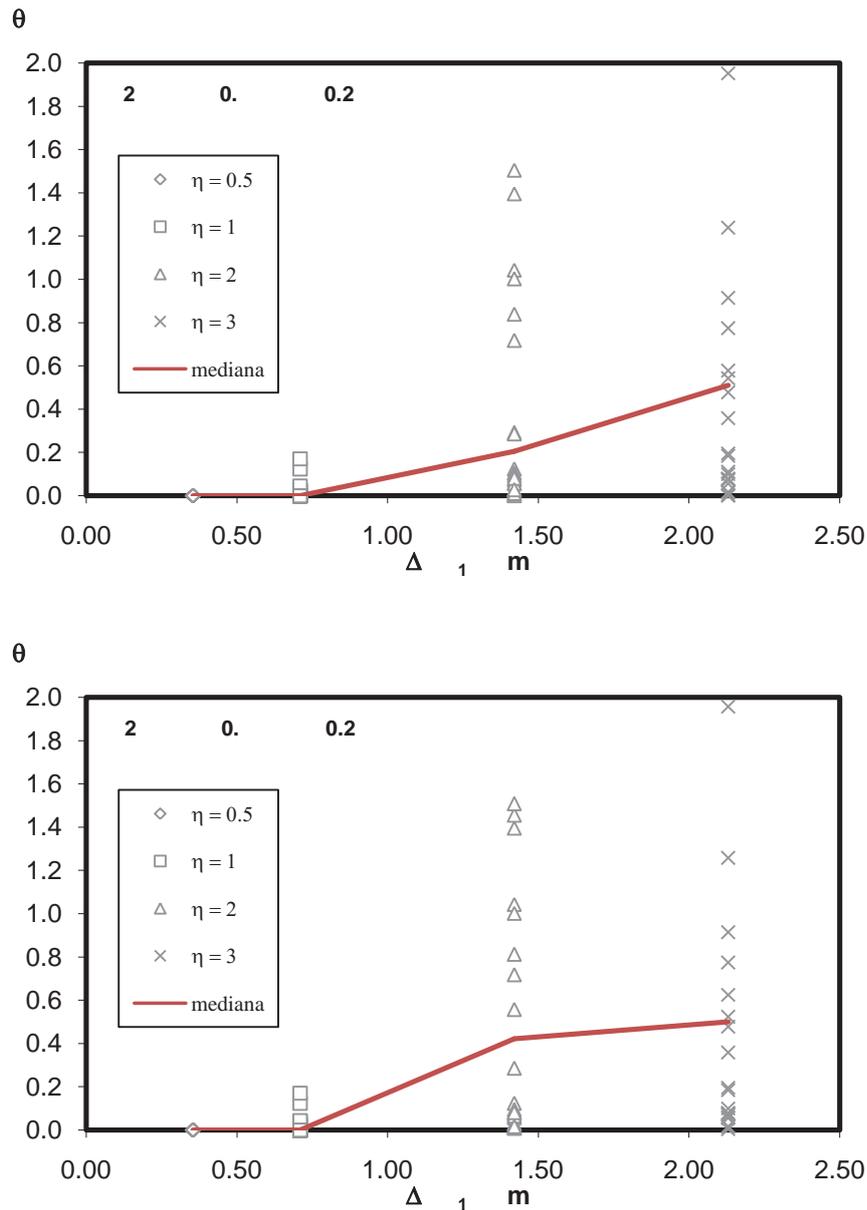


Figura 4.6. Evolución de la demanda de distorsión residual obtenida para el modelo P2C-5I:
a) evento principal, y b) evento principal-replicas.

..

m

A continuación en la Figura 4.7 se presenta la evolución de la demanda de distorsión máxima, θ_{max} , para el modelo P3C-5I ($T=0.26s$, $c_y=0.40$) considerando la acción del evento principal (ver Figura 4.7a) y la acción del evento principal-réplicas (ver Figura 4.7b). Para este caso en estudio, cuando se considera la acción de las réplicas las demandas de distorsión máximas se incrementan conforme se incrementa el nivel de intensidad. Por ejemplo, en el caso de un nivel de intensidad de dos y tres (es decir, acelerogramas

escalados para alcanzar un desplazamiento de fluencia igual a $2\Delta_y=1.38$ cm y $3\Delta_y=2.07$ cm en el S1GLE) el aumento en la θ_{\max} es del orden del 8 y 9%, respectivamente.

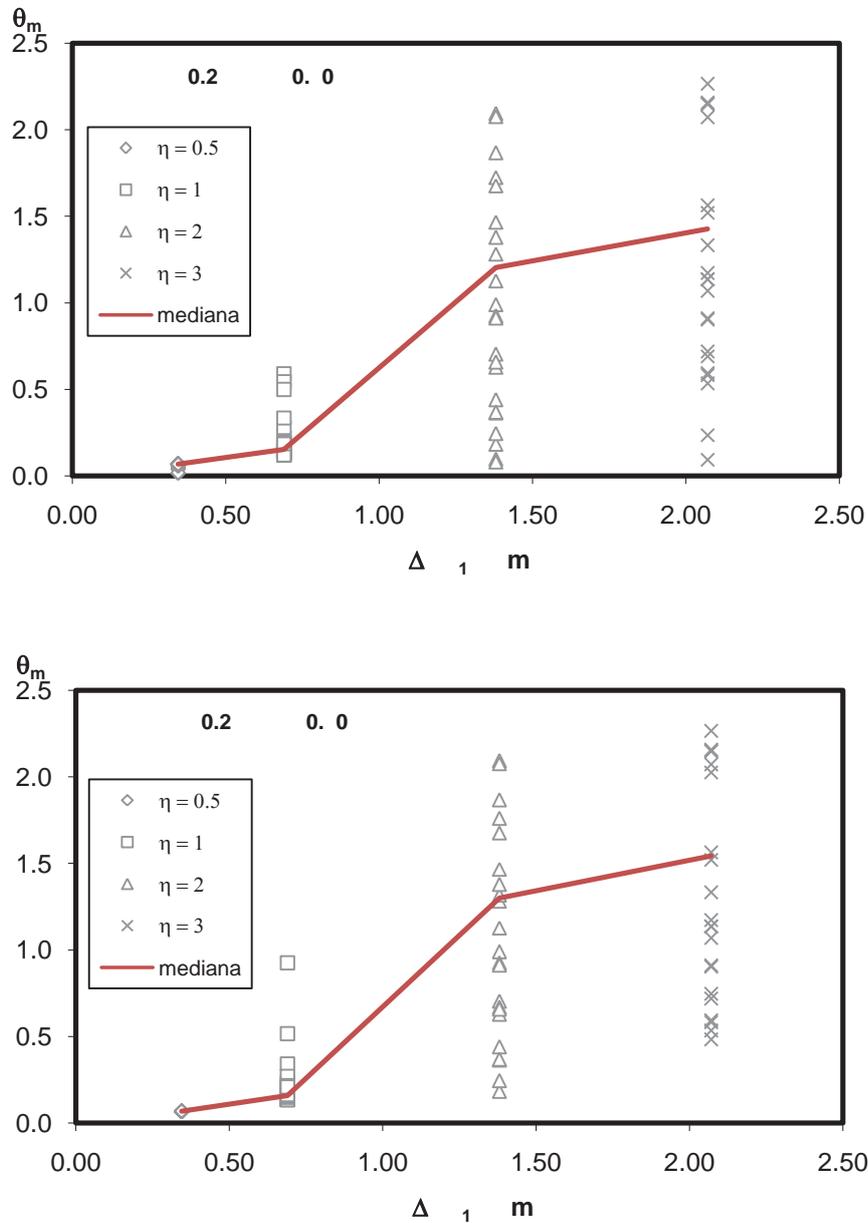


Figura 4.7. Evolución de la demanda de distorsión máxima obtenida para el modelo P3C-5I:
a) evento principal, y b) evento principal-réplicas

Asimismo, en la Figura 4.8 se ilustra la variación de la demanda de distorsión residual, θ_r , considerando (ver Figura 4.8b) y sin considerar la acción de las réplicas (ver Figura 4.8a). A partir de las figuras, se aprecia que a medida que se incrementa el nivel de intensidad, se incrementa la θ_r cuando se considera la acción de las réplicas. Por ejemplo, para un nivel

de intensidad de dos, la presencia de las réplicas incrementó la demanda de distorsión residual alrededor de un 2%, mientras que para nivel de intensidad de 3, θ_r se incrementó un 28% (es decir, θ_r aumento de 0.68% a 0.86%).

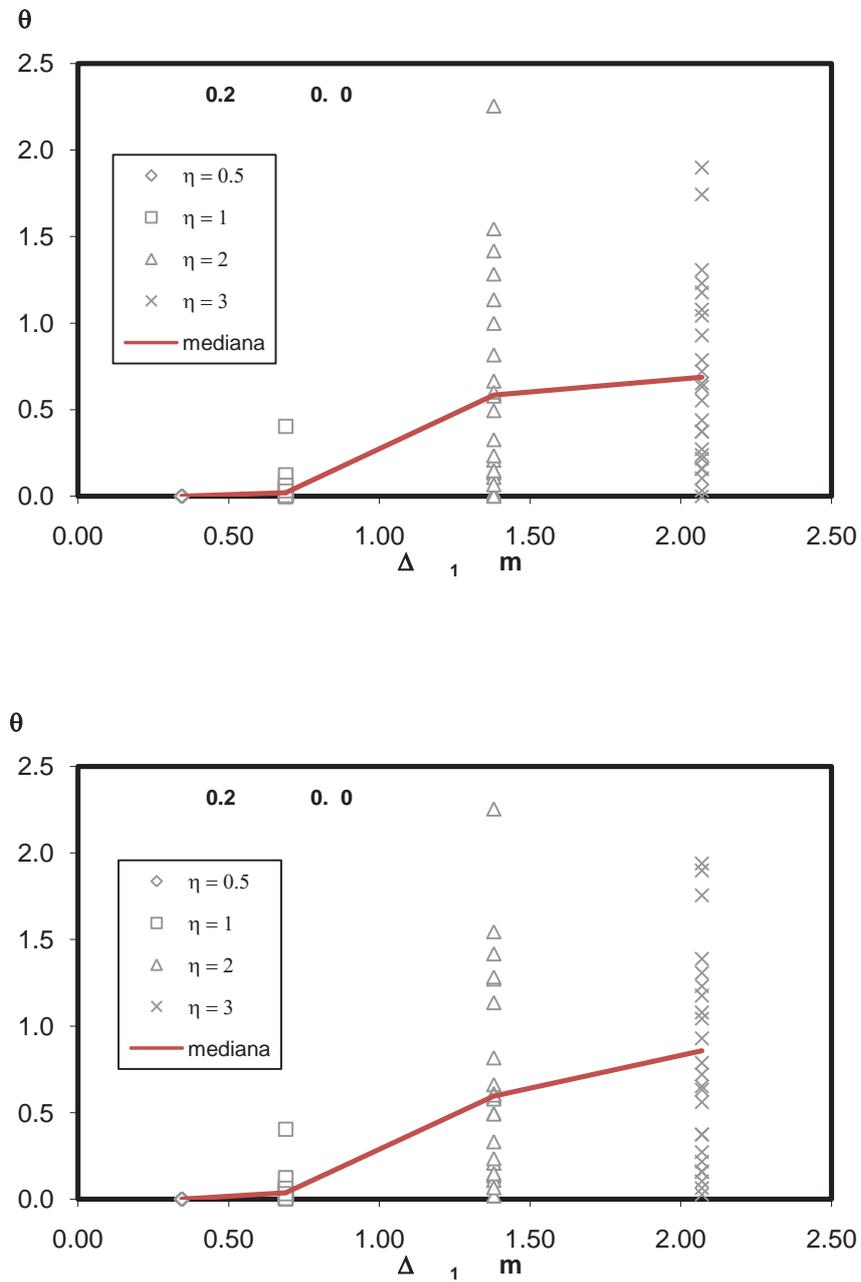


Figura 4.8. Evolución de la demanda de distorsión residual obtenida para el modelo P3C-5I:
a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.

En la Figura 4.9a se presenta la variación de la θ_{\max} para el modelo P1C-10III ($T = 0.68s$, $c_y = 0.33$) conforme se incrementa el nivel de intensidad correspondiente a la acción del evento principal. Una gráfica similar correspondiente a la acción de la secuencia evento principal-réplicas se ilustra en la Figura 4.9b. De manera similar a los casos presentados anteriormente, θ_{\max} tiende a incrementarse cuando se considera la acción de las réplicas. Por ejemplo, cuando el nivel de intensidad es igual a 2 el aumento en la θ_{\max} es del orden del 9% y para un nivel de intensidad de 3 es de alrededor del 6%.

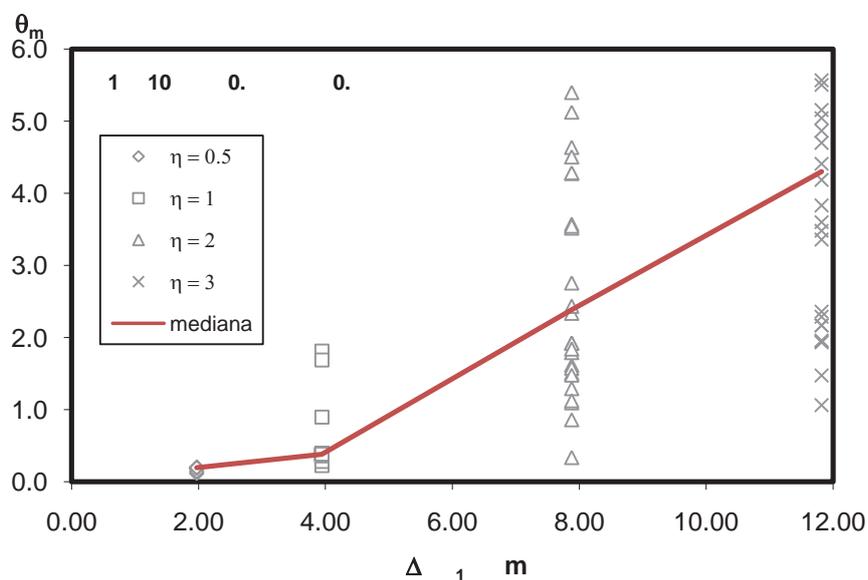


Figura 4.9. Evolución de la demanda de distorsión máxima obtenida para el modelo P1C-10III: a) evento principal, y b) evento principal-réplicas

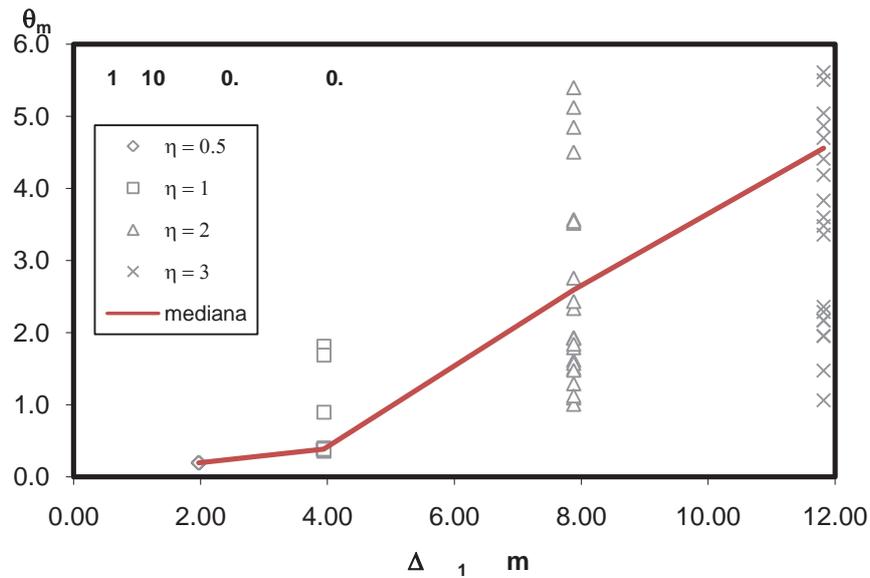


Figura 4.9. (continuación) Evolución de la demanda de distorsión máxima obtenida para el modelo P1C-10III: a) evento principal, y b) evento principal-réplicas

En la Figura 4.10a se presenta la variación de θ_r considerando la historia de aceleración del terreno correspondiente al evento-principal, mientras que en la Figura 4.10b se presenta la variación de la demanda de distorsión residual debido a la acción de las secuencias evento principal-réplicas. Nuevamente se puede apreciar que la acción de las réplicas incrementa considerablemente la tendencia central de la θ_r conforme se incrementa el nivel de intensidad. Por ejemplo para un nivel de intensidad de dos, la acción de las réplicas incrementan la demanda de θ_r aproximadamente en 6%, mientras que para un nivel de intensidad de tres θ_r se incrementa alrededor del 60%. Cabe notar que para los niveles de intensidad anterior, las demandas de θ_r son excesivamente altas (es decir, $\theta_r > 1.5\%$) cuando actúan las réplicas, lo cual implicaría la necesidad de demoler el puente.

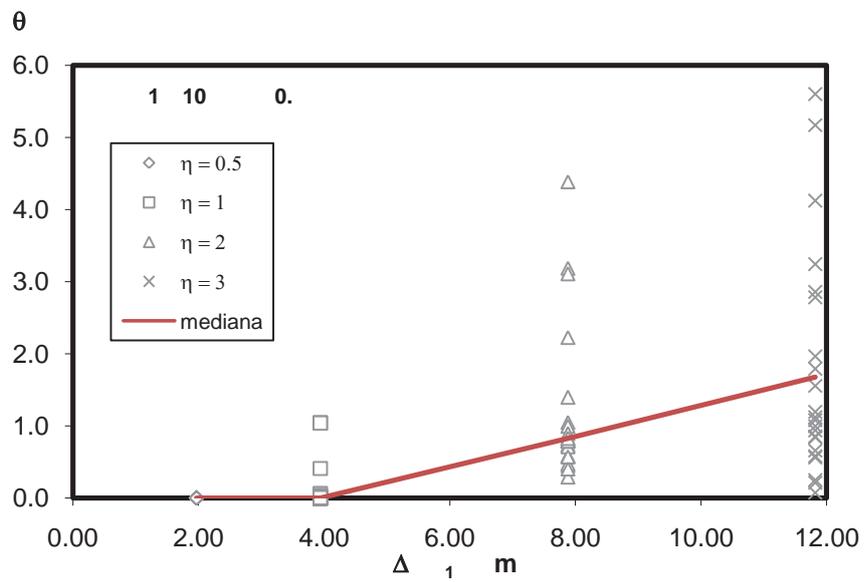
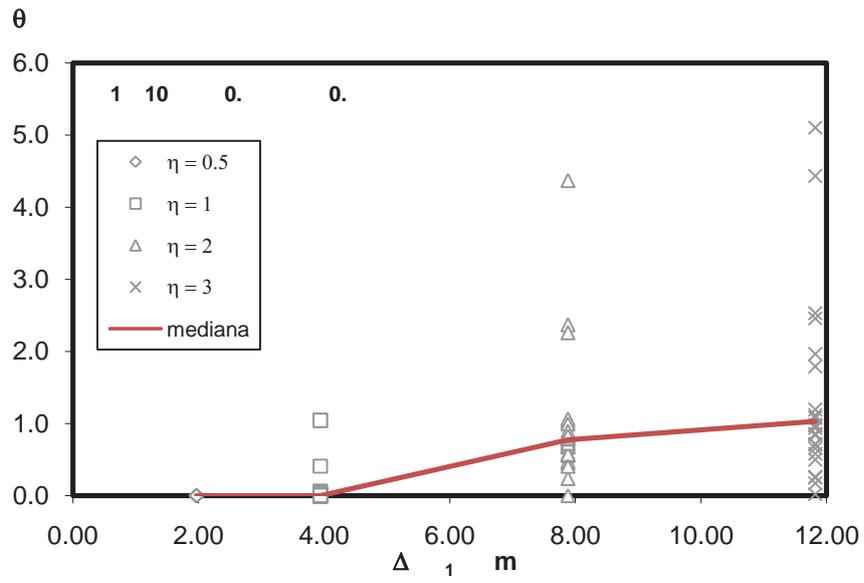


Figura 4.10. Evolución de la demanda de distorsión residual obtenida para el modelo PIC-10III: a) evento principal, y b) evento principal-réplicas.

Conclusiones

El objetivo general de esta tesis consistió en incrementar nuestro conocimiento sobre la respuesta evaluación de la respuesta de puentes carreteros, representativos de la práctica constructiva mexicana, al ser sujetos a la acción de secuencias sísmicas evento principal–réplicas. Su respuesta se evaluó en términos de las demandas de distorsión máxima y residual al final de la excitación sísmica. Para tal fin, se consideraron modelos bidimensionales representativos de puentes con una, dos y tres columnas en la subestructura, los cuales fueron sometidos a 28 secuencias sísmicas evento principal–réplicas registradas en estaciones acelerográficas ubicadas cerca de la zona de subducción de las costas del Pacífico Mexicano. A fin de inducir la respuesta no lineal de los modelos analíticos, las secuencias sísmicas fueron escaladas en amplitud para representar diferentes niveles de intensidad del movimiento del terreno. A partir de los resultados obtenidos en esta investigación, se ofrecen las siguientes conclusiones:

- 1) Las secuencias sísmicas, sin escalar, consideradas en esta investigación no inducen altas demandas de distorsión lateral, tanto máxima (θ_{\max}) como residual (θ_r), en los modelos de puentes debido a la inherente sobre-resistencia estructural. En particular, la acción de las réplicas no incrementa significativamente las demandas de distorsión residual.

- 2) Las demandas de distorsión lateral tienden a incrementarse cuando las secuencias sísmicas son escaladas; sin embargo, la acción de las réplicas aumenta el nivel de las demandas de distorsión residual. Lo anterior puede atribuirse a que la relación entre la aceleración máxima del terreno (AMT) de la réplica y la AMT del evento principal se mantiene constante.
- 3) El efecto de las réplicas tiende a incrementar la mediana del θ_{\max} y la mediana del θ_r cuando los modelos del puente se comportan no linealmente durante el evento principal. El incremento depende del nivel de intensidad y del tipo de comportamiento histéretico en las columnas.
- 4) La variabilidad registro-a-registro en la estimación de la tendencia central de θ_{\max} y θ_r se incrementa conforme se incrementa la intensidad del movimiento del terreno. En particular, la variabilidad de la estimación de θ_r es más alta que la de θ_{\max} .

.1

A continuación, se mencionan algunas actividades e investigaciones futuras que se pueden desarrollar para continuar estudiando el efecto de las secuencias evento principal-réplicas en la respuesta sísmica de puentes:

- 1) Actualización del catálogo de secuencias sísmicas.
- 2) Considerar otro tipo de sección transversal (por ejemplo secciones huecas) en la respuesta, o bien incluir otro tipo de configuración en la subestructura de los puentes en estudio (por ejemplo, tipo muro)
- 3) Estudiar la respuesta longitudinal de puentes existentes, considerando la irregularidad en la altura de pilas, así como la interacción suelo-estructura
- 4) Considerar índices de daño para cuantificar la respuesta sísmica de los puentes, principalmente basados en acumulación de energía, dado que el desplazamiento máximo está controlado por el evento principal.
- 5) Desarrollar curvas de fragilidad aplicables a puentes típicos que consideren la acción de las réplicas.

Referencias

Amadio, C., Fragiacomio, M., and Rajgelj, S. (2003), “The Effects of repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; **32**:291-308.

Ávila, L. (2007), “Hacia una regionalización del peligro sísmico ocasionado por réplicas, para sismos en la costa del Pacífico Mexicano”, Tesis de maestría, Posgrado en Ciencias de la Tierra, Centro de Geociencias, Universidad Autónoma de México, Juriquilla, Querétaro.

Base Mexicana de datos de sismos fuertes (1999), Catálogo de Acelerogramas 1960 1999. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.

Caltrans, Department of Transportation (2004), “SEISMIC DESIGN CRITERIA”, Version 1.3.

Carr, A.J. (2004). RUAUMOKO-Inelastic Dynamic Analysis Program. Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

CFE, Comisión Federal de Electricidad, (1993). “Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo”, Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Franchin, P., y Pinto, P. (2007). Transitability of Mainshock Damaged Bridges. 1st US-Italy Seismic Bridge Workshop.

Imbsen Software Systems (2004). XTRACTv3.0.1. Imbsen Software Systems, Sacramento.

Jara, J. (2006). “Desarrollo de un procedimiento para reducir la vulnerabilidad sísmica de puentes en México”. Primer informe técnico del proyecto SEP-2004-C01-47314. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia Michoacán, México.

Joyner, W.B. y Boore. D. (1988). Measurement characterization and prediction of strong ground motion, GT Dir., ASCE, Park City, Utah, June 27-30, 47-102.

Kawashima, K. (2000). Seismic design and retrofit of bridges. *Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland; Paper 2828.

Lee K. y Foutch D. A. (2004) “Performance Evaluation of Damaged Steel Frame Buildings Subjected to Seismic Loads” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 4: 588-599.

Lolli, B., y Gasperini, P (2003). “Aftershocks hazard in Italy Part I: Estimation of time-magnitude distribution model parameters and computation of probabilities of occurrence”. *Journal of Seismology* **7**: 235–257, 2003.

- Luco, N., Bazzurro, P., y Cornell. A. (2004), “Dynamic versus static computation of the residual capacity of mainshock-damaged building to withstand an aftershock”. *Proceedings 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2405.
- Mackie, K. y Stojadinovic, B. (2004). “Residual displacement and post-earthquake capacity of highway bridges”. *Proceedings of the Thirteen World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Paper No. 1550.
- Mackie, K., y Stojadinovic, B. [2006] “Post-earthquake functionality of highway overpass bridges,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 77-93.
- Maldonado, A. (2006), “Evaluación de la respuesta de estructuras existentes sujetas a secuencias sísmicas”, Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH, Morelia, Michoacán.
- Rosenblueth E. Meli R. The 1985 Mexico earthquake: causes and effects in Mexico City, *Concrete International (ACI)* 1986; **8**(5): 23-34.
- Osterras J, Krawinkler H. Strength and ductility considerations in seismic design. *Report No. 90*, The John A. Blume Earthquake Engrg Ctr, Stanford Univ., Stanford, Calif., 1990 (<http://blume.stanford.edu/Blume/TechnicalReports.htm>).
- Priestley, M.J.N. (1998). The Whittier Narrows, California earthquake of October 1, 1987-Damage to the I-5/I-605 separator. *Earthquake Spectra* **4:2**, 389-405.
- Reasenber, P.A. y Jones, L.M., 1989, “Earthquake hazard after a mainshock in California”. *Science* **243**, 1173–1176.
- Rivera, D. (2006), “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado”, XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo, Guerrero, 2007.
- Ruiz-Garcia, J. y Miranda, E. (2007). Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **36:6**, 1235-1254.
- Schaff, D. P., y Beroza, G.C. (1998), “Postseismic response of repeating aftershocks”, *Geophysical Research Letters*, **25**(24): 4549-4552.
- Sunasaka Y. and Kiremidjian A. (July 2003). “A method for structural safety evaluation under mainshock–aftershock earthquake sequences”, Report No. 105, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering Stanford University.

Tung, A. T., Wang A., Kiremidjian A y Kavazanjian. (1992). Statistical parameters of AM and PSD functions for generation of site specific strong ground motions. Proc. Of tenth World conference on Earthq. Engineering, Madrid, Spain, July, 867-872.

Vamvatsikos, D., and C A Cornell (2002). “Incremental Dynamic Analysis”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **26:3**,701-716.

Wong, V., Frez, J., y Suárez, F. (1997), “The Victoria, Mexico, Earthquake of June 9, 1980” *Geofísica Internacional*, **3**,
http://www.unam.mx/serv_hem/revistas/fisica/1997/03/wong.html.

Wikipedia (2005). “Aftershock”, <http://en.wikipedia.org/wiki/Aftershock>.

Yeo, G. L. (2005), “Stochastic characterization and decision bases under time dependent aftershock risk in performance-base earthquake engineering”, *PhD. Thesis*, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA.